



**Gonçalo Fernando Pereira Martins Reis
Pombo**

Licenciado em Engenharia Civil

Resistência de ligações em aço sujeitas ao fogo

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Prof. Doutor João C. G. Rocha de Almeida,
Professor Associado, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Prof^ª. Doutora Ildi Cismasiu

Arguente: Prof. Mestre José António da Cruz Delgado

Vogal: Prof. Doutor João C. G. Rocha de Almeida



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro de 2014

“Copyright” Gonalo Fernando Pereira Martins Reis Pombo, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ci4ncias e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa t4m o direito, perp4tuo e sem limites geogr4ficos, de arquivar e publicar esta disserta3o atrav4s de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar atrav4s de reposit3rios cient4ficos e de admitir a sua c3pia e distribui3o com objetivos educacionais ou de investiga3o, n3o comerciais, desde que seja dado cr4dito ao autor e editor.

Agradecimentos

Antes de mais, quero agradecer ao Professor João Rocha de Almeida, não só pela orientação neste trabalho e pelos ensinamentos que me transmitiu ao longo do curso mas, sobretudo, pela disponibilidade que sempre mostrou para me ajudar a ultrapassar as diversas dificuldades que encontrei.

Não posso deixar de agradecer também a todos os restantes professores, não só dos vários departamentos da FCT/UNL mas também de outras instituições de ensino que frequentei, que contribuíram para a minha aprendizagem nos mais diversos domínios ao longo de todo o meu percurso académico.

Estou profundamente grato à Universidade Nova de Lisboa e em especial à sua Faculdade de Ciências e Tecnologia, pela sua qualidade de ensino e pelas condições a nível de infraestruturas e recursos tecnológicos que disponibilizam aos estudantes, que em nada ficam atrás das encontradas nas melhores instituições de ensino da Europa.

Aos colegas de curso, mais e menos próximos, com quem tive a oportunidade de trocar ideias e apontamentos, realizar trabalhos, conviver e participar em diversas outras atividades, dentro e fora da faculdade, deixo também o meu agradecimento e, acima de tudo, os votos do maior sucesso a nível académico, profissional e pessoal.

Por último, mas não menos importante, agradeço à minha família, que sempre esteve ao meu lado, em momentos bons e menos bons, em especial à minha mãe e à minha irmã, pelo apoio e incentivo que me deram e por terem tido um impacto profundo no meu desenvolvimento como ser humano.

Resumo

A utilização de estruturas em aço na indústria da construção civil é cada vez mais frequente, pelos seus benefícios em termos de leveza, resistência e facilidade de fabrico e de montagem. No entanto, na eventualidade de um incêndio, este tipo de estrutura tem um desempenho inferior ao de estruturas em betão armado, o que implica custos adicionais devidos à aplicação de proteção contra o fogo. Sendo as ligações um dos elementos de uma estrutura metálica mais vulneráveis aos efeitos da temperatura, torna-se necessário compreender a forma como o seu comportamento intrínseco se altera à medida que a temperatura aumenta, bem como a sua interação com elementos adjacentes. Neste trabalho, são avaliados fenómenos verificados experimentalmente e em incêndios reais que permitem caracterizar o comportamento dos tipos de ligação em aço mais utilizados. São também abordados métodos propostos na literatura que permitem simular o comportamento de ligações em aço a temperaturas elevadas. Por fim, é feita uma análise das recomendações indicadas nas normas europeias no que diz respeito ao dimensionamento de ligações em aço sujeitas ao fogo, tendo por base as observações experimentais e os estudos numéricos e analíticos apresentados.

Palavras-chave: Ligações em aço; Estruturas metálicas; Ação do fogo; Incêndio; Eurocódigo 3.

Abstract

The use of steel structures is becoming increasingly common in the construction industry due to their benefits in terms of lightness, strength and ease of fabrication and assemblage. However, in the event of a fire, steel structures perform poorly when compared with concrete structures, requiring costly protection to ensure fire safety. In such structures, connections are usually the weakest link when it comes to fire exposure, which calls for the need to understand their behaviour as temperature rises, as well as their interaction with adjacent members. In the present study, an evaluation of several aspects observed, both experimentally and in real fire scenarios, is made in order to characterize the behaviour of the most commonly used steel beam-to-column connections. A literature review of calculation methods that allow for the simulation of the response of steel connections at elevated temperatures is also presented. Finally, an assessment of the design recommendations proposed in the European Standards regarding steel connections under fire conditions is made, in light of the experimental evidence and the analytical and numerical studies presented.

Keywords: Steel connections; Steel joints; Steel structures; Fire; Eurocode 3.

Índice de Conteúdos

Agradecimentos.....	v
Resumo.....	vii
Abstract	ix
Índice de Conteúdos.....	xi
Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas.....	xxi
Lista de Abreviaturas, Siglas e Acrónimos	xxiii
Lista de Símbolos	xxv
1 . Introdução	1
1.1 Considerações Iniciais.....	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Estrutura da Dissertação.....	2
2 . Ação do Fogo em Edifícios.....	5
2.1 Modos de Propagação do Fogo em Edifícios.....	5
2.1.1 Curva de Incêndio Natural	5
2.1.2 Curvas de Incêndio Nominais	6
2.2 Métodos de Proteção contra Incêndio	9
2.2.1 Métodos Passivos de Proteção contra Incêndio.....	10
2.2.2 Métodos Ativos de Proteção contra Incêndio.....	14
3 . Comportamento de Ligações em Aço em Situação de Incêndio.....	17
3.1 Propriedades Mecânicas do Aço	17
3.1.1 Propriedades de Resistência e Deformação.....	17
3.1.2 Extensão Térmica	19
3.1.3 Calor Específico	20
3.1.4 Condutibilidade Térmica.....	21
3.2 Classificação das Ligações em Aço	22
3.2.1 Rigidez	22
3.2.2 Resistência.....	24
3.2.3 Capacidade de Rotação	24
3.3 Incêndios em Estruturas Reais	24
3.3.1 World Trade Center 5.....	25
3.3.2 Interstate 580.....	27

3.4	Investigação Experimental Existente	28
3.4.1	Ensaaios Isolados	28
3.4.2	Ensaaios à Escala Global	39
3.5	Aspetos Relevantes	42
3.5.1	Comportamento das Ligações e Integridade Estrutural.....	42
3.5.2	Comportamento das Vigas e Ação em Catenária	43
3.5.3	Interação com a Estrutura Adjacente.....	43
3.5.4	Fase de Arrefecimento	44
3.5.5	Colapso Progressivo.....	44
4 .	Métodos de Cálculo de Ligações em Aço a Temperaturas Elevadas	47
4.1	Método das Curvas Paramétricas	47
4.2	Método dos Elementos Finitos.....	51
4.2.1	Liu (1996-1998)	51
4.2.2	Rahman <i>et al.</i> (2004).....	53
4.2.3	Sarraj <i>et al.</i> (2007).....	54
4.2.4	Al-Jabri <i>et al.</i> (2007)	59
4.3	Método das Componentes	61
4.3.1	Leston-Jones (1997)	62
4.3.2	Al-Jabri (1999)	74
4.3.3	Simões da Silva <i>et al.</i> (2001).....	83
4.3.4	Spyrou <i>et al.</i> (2002).....	91
4.3.5	Block <i>et al.</i> (2006).....	92
4.4	Método das Redes Neurais Artificiais.....	94
4.4.1	Descrição Geral do Método.....	94
4.4.2	Al-Jabri <i>et al.</i> (2007)	98
5 .	Normas e Dimensionamento	105
5.1	Regras de Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3.....	105
5.1.1	Ligações Aparafusadas.....	105
5.1.2	Ligações Soldadas	107
5.1.3	Temperatura das Ligações em Situação de Incêndio	107
5.2	Exemplos de Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3	110
5.2.1	Exemplo 1 - Ligação com Chapa de <i>Gousset</i>	110
5.2.2	Exemplo 2 - Ligação com Chapa de Extremidade Rasa	120
5.2.3	Exemplo 3 - Ligação com Cantoneiras de Alma.....	132

5.3	Comentários sobre Disposições do Eurocódigo 3	138
5.3.1	Comportamento dos Elementos a Temperaturas Elevadas	138
5.3.2	Determinação da Temperatura nas Ligações.....	138
5.3.3	Combinação de Corte com Tração nos Parafusos	139
5.3.4	Contribuição da Laje de Betão Armado	139
5.3.5	Rigidez Global das Ligações	139
6 .	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	141
6.1	Conclusões	141
6.2	Desenvolvimentos Futuros.....	143
	Referências Bibliográficas	145
	Anexo A	153

Índice de Figuras

Fig. 2.1 – Curvas de incêndio natural, com e sem <i>flashover</i> , e de incêndio padrão ISO 834. [95]	6
Fig. 2.2 – Imagem exterior do edifício do IADE, em Lisboa. [41]	7
Fig. 2.3 – Imagem exterior da torre 30 St. Mary Axe, em Londres. [40]	7
Fig. 2.4 – Incêndio nas torres gémeas do WTC após embate de dois aviões Boeing 767. [60]	8
Fig. 2.5 – Incêndio na plataforma Piper Alpha devido a explosão provocada por fuga de gás natural. [33]	8
Fig. 2.6 – Curvas de incêndio nominais indicadas no EC1-1-2. [95]	8
Fig. 2.7 – Curvas de incêndio padrão ISO 834 e ASTM E119.	9
Fig. 2.8 – Secção mista com viga metálica e laje em betão armado. [93]	11
Fig. 2.9 – Secção de pilar metálico envolto em betão armado. [42]	11
Fig. 2.10 – Pilar protegido por blocos de argila expandida. [75]	12
Fig. 2.11 – Viga metálica protegida por placas de gesso. [34]	12
Fig. 2.12 – Pilar metálico protegido por placas de gesso. [23]	12
Fig. 2.13 – Expansão da cobertura intumescente em dois perfis metálicos depois de sujeitos a um aumento de temperatura. [81]	13
Fig. 2.14 – Viga revestida com <i>spray</i> de vermiculite. [15]	13
Fig. 3.1 – Curva tensão-deformação do aço à temperatura ambiente. [26]	18
Fig. 3.2 – Curva tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas. [68]	18
Fig. 3.3 – Evolução dos diversos fatores de redução com o aumento da temperatura. [68]	19
Fig. 3.4 – Extensão térmica relativa do aço em função da temperatura. [68]	20
Fig. 3.5 – Calor específico do aço em função da temperatura. [68]	21
Fig. 3.6 – Condutibilidade térmica do aço em função da temperatura. [68]	22
Fig. 3.7 – Ligações viga-pilar típicas. [74]	23
Fig. 3.8 – Diagramas de rigidez das ligações indicadas na Fig. 3.7. (adaptado de [74])	23
Fig. 3.9 – Classificação das ligações em termos de resistência.	24
Fig. 3.10 – Vista exterior do WTC 5 antes do colapso. [48]	25
Fig. 3.11 – Localização em planta da zona do WTC 5 onde se deu o colapso. [48]	25
Fig. 3.12 – Desenho esquemático das ligações com vigas Gerber utilizadas nos pisos 5 a 8 do WTC 5. [48]	26
Fig. 3.13 - Esqueleto metálico dos pisos 5 a 8 do WTC 5. [48]	26
Fig. 3.14 - Esqueleto metálico do 9º e último piso do WTC 5. [48]	26
Fig. 3.15 – Colapso das vigas Gerber do WTC 5 na zona da ligação. [48]	27
Fig. 3.16 – Rotura da chapa de <i>gousset</i> de ligação com viga Gerber no WTC 5. [48]	27
Fig. 3.17 - Colapso de viaduto na Interstate 580. [92]	27
Fig. 3.18 – Rotura da ligação do tabuleiro aos pilares no viaduto da Interstate 580. [92]	28

Fig. 3.19 – Incêndio no viaduto inferior ao viaduto da Interstate 580. [92].....	28
Fig. 3.20- Modelo de ligação viga-pilar em crucifixo utilizado nos ensaios. [49].....	30
Fig. 3.21 – Evolução da temperatura em ensaio de ligação mista com chapa de extremidade rasa. [49].....	31
Fig. 3.22 – Rotação da ligação em ensaio de ligação mista com chapa de extremidade rasa. [49].....	31
Fig. 3.23 – Características de uma ligação viga-pilar ensaiada. [79].....	32
Fig. 3.24 – Configuração esquemática dos ensaios. [2].....	33
Fig. 3.25 – Ligação mista com chapa de extremidade flexível. [4].....	35
Fig. 3.26 – a) Deformação da chapa de extremidade em ensaio do grupo 3; b) Laje mista ensaiada nos grupos 4 e 5. [4].....	35
Fig. 3.27 – Escorregamento dos parafusos em ensaio do grupo 2. [4].....	36
Fig. 3.28 – Configuração dos ensaios – vista em alçado. [55].....	37
Fig. 3.29 – Configuração dos ensaios – vista em planta. [55].....	37
Fig. 3.30 – Deformação da viga – efeito de catenária. [12].....	38
Fig. 3.31 – Expansão térmica da viga. [12].....	38
Fig. 3.32 – Viga em catenária. [12].....	38
Fig. 3.33 – Curvas temperatura-deformação para diferentes graus de rigidez. [12].....	39
Fig. 3.34 - Curvas temperatura-compressão axial para diferentes graus de rigidez. [12].....	39
Fig. 3.35 – Planta da localização dos ensaios. [19].....	41
Fig. 3.36 – Deformação das vigas no 5º ensaio. [25].....	42
Fig. 3.37 – Deformação do banzo inferior da viga na zona junto ao pilar. [25].....	42
Fig. 3.38 – Modo de rotura de ligação com chapa de <i>gousset</i> . [25].....	42
Fig. 3.39 - Modo de rotura de ligação com chapa de extremidade flexível. [25].....	42
Fig. 4.1 –Tipos de curvas paramétricas. [52].....	48
Fig. 4.2 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação simples com chapa de extremidade rasa, correspondentes aos ensaios do grupo 1. [10].....	49
Fig. 4.3 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação simples com chapa de extremidade rasa, correspondentes aos ensaios do grupo 2. [10].....	49
Fig. 4.4 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação simples com chapa de extremidade flexível, correspondentes aos ensaios do grupo 3. [10].....	49
Fig. 4.5 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação mista com chapa de extremidade flexível, correspondentes aos ensaios do grupo 4. [10].....	50
Fig. 4.6 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação mista com chapa de extremidade rasa, correspondentes aos ensaios do grupo 5. [10].....	50
Fig. 4.7 – Evolução da deformação do banzo do pilar. [58].....	52
Fig. 4.8 – Modelação em elementos finitos da ligação com chapa de <i>gousset</i> . [72].....	53
Fig. 4.9 – Carregamento e condições de fronteira da ligação com chapa de <i>gousset</i> . [72].....	53

Fig. 4.10 – Diagrama de deformação plástica da ligação na direção x. [72].....	53
Fig. 4.11 - Diagrama de deformação plástica do pilar na direção y. [72]	53
Fig. 4.12 - Diagrama de deformação plástica da ligação na direção y. [72]	54
Fig. 4.13- Diagrama de deformação da chapa de <i>gousset</i> na direção y. [72].....	54
Fig. 4.14 - Diagrama de deformação da ligação na direção y. [72]	54
Fig. 4.15 - Diagrama de deformação dos parafusos na direção x. [72].....	54
Fig. 4.16 – a) Parafuso único ao corte com uma chapa; b) Parafuso único ao corte com duas chapas; c) Ligação completa com chapa de <i>gousset</i> . [80].....	55
Fig. 4.17 – Superfícies de contacto entre os vários elementos da ligação. [80]	55
Fig. 4.18 –Tensão de Von Mises na ligação estudada. [80]	56
Fig. 4.19 – Curvas momento-rotação à temperatura ambiente do modelo de Sarraj <i>et al.</i> e dos ensaios de Richard. [80]	56
Fig. 4.20 – Curvas da temperatura na alma e no banzo inferior.....	57
Fig. 4.21 – Curvas deslocamento(a meio vão)-temperatura. [80]	57
Fig. 4.22 – Modelo de elementos finitos tendo em conta a simetria. [80]	58
Fig. 4.23 – Deformação da viga e da ligação nos ensaios de Wald <i>et al.</i> [80].....	58
Fig. 4.24 – Curvas tempo-deformação(no ponto de aplicação da carga) dos ensaios de Wald <i>et al.</i> e do modelo de Sarraj <i>et al.</i> [80]	59
Fig. 4.25 – Modelo 3D da chapa de extremidade (a), do banzo do pilar (b) e dos parafusos (c). [8].....	60
Fig. 4.26 – Modo de rotura nos ensaios experimentais. [8]	60
Fig. 4.27 – Modo de rotura no modelo de elementos finitos. [8]	60
Fig. 4.28 – Deformação da chapa de extremidade (a), do banzo do pilar (b) e dos parafusos (c). [8].....	61
Fig. 4.29 – Curvas temperatura-rotação dos ensaios experimentais e do modelo de EF para diversos carregamentos. [8].....	61
Fig. 4.30 - Curvas momento-rotação-temperatura dos ensaios experimentais e do modelo de EF. [8].....	61
Fig. 4.31 – Modelo de componentes dividido em zonas de compressão, tração e corte. [20]	62
Fig. 4.32 – Ligação simples com chapa de extremidade rasa. [52].....	63
Fig. 4.33 – Modelo de componentes de uma ligação simples com chapa de extremidade rasa. [52]	63
Fig. 4.34 – Modelo de componentes com um único alinhamento de parafusos. [52]	64
Fig. 4.35 – Modelo de componentes com dois alinhamentos de parafusos. [52].....	64
Fig. 4.36 – Planta do modelo de deformação na zona de tração. [52].....	65
Fig. 4.37 – Diagramas de distribuição de forças. [52]	65
Fig. 4.38 – Curvas momento-rotação à temperatura ambiente obtidas a partir do modelo de componentes e de ensaios experimentais para ligações simples. [52]	66

Fig. 4.39 – Evolução do fator de retenção da rigidez com o aumento da temperatura. [52].....	67
Fig. 4.40 - Evolução do fator de retenção da resistência com o aumento da temperatura. [52]..	67
Fig. 4.41 – Curvas tempo-rotação do modelo e dos ensaios experimentais do grupo de ensaios 2. [52].....	67
Fig. 4.42 - Curvas tempo-rotação do modelo e dos ensaios experimentais do grupo de ensaios 4. [52].....	67
Fig. 4.43 – Ligação mista com chapa de extremidade rasa. [52]	69
Fig. 4.44 – Modelo de componentes da ligação mista sem deslizamento da laje. [52].....	69
Fig. 4.45 - Modelo de componentes da ligação mista com deslizamento da laje. [52].....	70
Fig. 4.46 - Curvas momento-rotação à temperatura ambiente obtidas a partir do modelo de componentes e de ensaios experimentais para ligações simples. [52]	71
Fig. 4.47 - Evolução do fator de retenção da rigidez com o aumento da temperatura. [52].....	72
Fig. 4.48 - Evolução do fator de retenção da resistência com o aumento da temperatura. [52]..	72
Fig. 4.49 – Comparação do fator de retenção da rigidez dos modelos simples e misto. [52]	73
Fig. 4.50 - Comparação do fator de retenção da resistência dos modelos simples e misto. [52]	73
Fig. 4.51 – Comparação entre as curvas tempo-rotação dos resultados do modelo de componentes e dos resultados dos ensaios conduzidos por Lawson. [52]	73
Fig. 4.52 - Ligação simples com chapa de extremidade flexível. [11].....	74
Fig. 4.53 – Modelo de componentes da ligação simples. [11]	75
Fig. 4.54 – a) Rotação em torno do ponto inferior da chapa de extremidade; b) Rotação em torno do banzo inferior da viga. [11]	75
Fig. 4.55 – Modelo de componentes com um único alinhamento de parafusos. [11]	76
Fig. 4.56 – Modelo de componentes com dois alinhamentos de parafusos. [11].....	76
Fig. 4.57 – Diagramas de distribuição de forças. [11]	76
Fig. 4.58 – Comparação dos resultados do modelo de componentes com ensaios experimentais à temperatura ambiente. [11]	77
Fig. 4.59 – Comparação do fator de retenção da rigidez do modelo de componentes com o dos ensaios experimentais. [11].....	77
Fig. 4.60 - Comparação do fator de retenção da resistência do modelo de componentes com o dos ensaios experimentais. [11]	77
Fig. 4.61 – Curvas temperatura(no banzo inferior da viga)-rotação do modelo de componentes e dos ensaios experimentais. [11]	78
Fig. 4.62 – Ligação mista com chapa de extremidade flexível. [3].....	79
Fig. 4.63 – Modelo de componentes da ligação mista. [3].....	79
Fig. 4.64 –Curvas momento-rotação experimental e do modelo de componentes desenvolvido por Al-Jabri. [4].....	81
Fig. 4.65 – Comparação do fator de retenção da rigidez obtido no modelo e nos ensaios. [4] ...	82

Fig. 4.66 - Comparação do fator de retenção da resistência obtido no modelo e nos ensaios. [4]	82
Fig. 4.67 - Curvas temperatura(no banzo inferior da viga)-rotação do modelo e dos ensaios experimentais. [4]	82
Fig. 4.68 – Ligação viga-pilar analisada. [84]	83
Fig. 4.69 – Modelo de componentes da ligação. [84]	83
Fig. 4.70 – Curva força-deformação real de uma componente de ductilidade alta. [84]	84
Fig. 4.71 - Aproximação bi-linear do comportamento de uma componente de ductilidade alta. [84]	84
Fig. 4.72 – Modos de rotura de um modelo <i>T-stub</i> . [90]	85
Fig. 4.73 - Curva força-deformação real de uma componente de ductilidade média. [84]	85
Fig. 4.74 - Aproximação bi-linear do comportamento de uma componente de ductilidade média. [84]	85
Fig. 4.75 - Curva força-deformação real de uma componente de ductilidade baixa. [84]	85
Fig. 4.76 - Aproximação bi-linear do comportamento de uma componente de ductilidade baixa. [84]	85
Fig. 4.77 – Curvas força-deformação isotérmica de uma componente. [84]	87
Fig. 4.78 – Forças axiais nas zonas de tração e compressão de uma ligação. [84]	88
Fig. 4.79 – Curva temperatura-rotação a momento constante. [84]	89
Fig. 4.80 – Variação do momento resistente da ligação em função da temperatura. [84]	90
Fig. 4.81 – Curvas força-deformação das zonas de tração(+) e compressão(-). [25]	91
Fig. 4.82 – Modelo de componentes de uma ligação viga-pilar representado por molas. [25]	92
Fig. 4.83 – Curvas temperatura-rotação dos resultados do modelo de Spyrou <i>et al.</i> e dos ensaios de Leston-Jones. [25]	92
Fig. 4.84 – Modelo de componentes com esforços de corte. [21]	93
Fig. 4.85 – Curvas temperatura-rotação do modelo e dos ensaios de Leston-Jones. [21]	94
Fig. 4.86 – RNA simples de duas camadas.	95
Fig. 4.87 – RNA de quatro camadas com duas camadas intermédias.	95
Fig. 4.88 – Esquema da rede neuronal utilizada por Al-Jabri. (adaptado de [6])	98
Fig. 4.89 - Desenho esquemático do sistema de RNAs utilizado por Al-Jabri <i>et al.</i> . (adaptado de [6])	100
Fig. 4.90 – Rotação nos casos de treino do grupo 1– modelo de RNAs. [6]	101
Fig. 4.91 - Rotação nos casos de treino do grupo 2 – modelo de RNAs. [6]	101
Fig. 4.92 - Rotação nos casos de treino do grupo 3 – modelo de RNAs. [6]	101
Fig. 4.93 - Rotação nos casos de treino do grupo 4 – modelo de RNAs. [6]	101
Fig. 4.94 - Rotação nos casos de treino dos grupos 5 e 6 – modelo de RNAs. [6]	102
Fig. 4.95 - Rotação nos casos de teste do grupo 1 – modelo de RNAs. [6]	102
Fig. 4.96 - Rotação nos casos de teste do grupo 2 – modelo de RNAs. [6]	102

Fig. 4.97 - Rotação nos casos de teste do grupo 3 – modelo de RNAs. [6]	103
Fig. 4.98 - Rotação nos casos de teste do grupo 4 – modelo de RNAs. [6]	103
Fig. 4.99 - Rotação nos casos de teste dos grupos 5 e 6 - modelo de RNAs. [6]	103
Fig. 4.100 – Curvas temperatura-rotação do modelo de RNAs e dos ensaios experimentais do grupo 1, para diferentes momentos aplicados. [6].....	103
Fig. 4.101 - Curvas temperatura-rotação do modelo de RNAs e dos resultados experimentais do grupo 3. [6].....	104
Fig. 5.1 – Geometria da ligação com chapa de <i>gousset</i> – Exemplo de dimensionamento 1.	110
Fig. 5.2 – Diagramas das forças atuantes em cada parafuso – Exemplo de dimensionamento 1.	111
Fig. 5.3 – Geometria e posicionamento dos cordões de soldadura – Exemplo de dimensionamento 1.	116
Fig. 5.4 – Geometria da ligação com chapa de extremidade rasa – Exemplo de dimensionamento 2.....	120
Fig. 5.5 – Diagrama de forças de tração nos parafusos – Exemplo de dimensionamento 2.	121
Fig. 5.6 – Cordões de soldadura na união entre a chapa de extremidade e a viga – Exemplo de dimensionamento 2.	125
Fig. 5.7 – Forças horizontais na soldadura devidas ao momento fletor – Exemplo de dimensionamento 2.	125
Fig. 5.8 – Forças nos cordões resistentes ao momento fletor – Exemplo de dimensionamento 2.	128
Fig. 5.9 – Distribuição de esforços nos diferentes cordões – Exemplo de dimensionamento 2.	129
Fig. 5.10 – Geometria da ligação com cantoneiras de alma – Exemplo de dimensionamento 3.	132
Fig. 5.11 – Diagrama de forças nos parafusos devidas ao momento fletor - Exemplo de dimensionamento 3.	133

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 - Tipos de ligação utilizados e orientação dos respectivos ensaios. [49]	29
Tabela 3.2 – Características das ligações ensaiadas. [4]	34
Tabela 3.3 – Carregamentos aplicados em cada ensaio. [4].....	34
Tabela 4.1 – Fatores de redução da tensão de cedência e do módulo de elasticidade. [68]	90
Tabela 4.2 - Características geométricas das ligações ensaiadas. [4][52].....	99
Tabela 4.3 – Carregamento aplicado em cada ensaio. [4]	99
Tabela 4.4 – Parâmetros de modelação e coeficientes de determinação. [6]	101
Tabela 5.1 – Fatores de redução da resistência para parafusos e soldaduras. [68].....	106
Tabela A.1 – Tabela da temperatura em função do tempo de exposição a um incêndio ISO 834 para diversos valores de $k_{sh}AmV$ em elementos sem proteção. [36].....	153
Tabela A.2 - Tabela da temperatura em função do tempo de exposição a um incêndio ISO 834	156
Tabela A.3 – Propriedades de materiais de proteção contra incêndio. [36]	158

Lista de Abreviaturas, Siglas e Acrónimos

Abreviaturas:

EC1	Eurocódigo 1(NP EN 1991)
EC3	Eurocódigo 3(NP EN 1993)
EC1-1-2	Eurocódigo1 : Parte 1-2 (NP EN 1991-1-2) [66]
EC3-1-1	Eurocódigo3 : Parte 1-1 (NP EN 1993-1-1) [67]
EC3-1-2	Eurocódigo3 : Parte 1-2 (NP EN 1993-1-2) [68]
EC3-1-8	Eurocódigo3 : Parte 1-8 (NP EN 1993-1-8) [69]
EF	Elmento(s) Finito(s)
MEF	Método dos Elementos Finitos
RNAs	Redes Neurais Artificiais

Siglas e Acrónimos:

LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
ANPC	Autoridade Nacional da Proteção Civil
WTC	World Trade Center
WTC 1	Torre 1 (Norte) do World Trade Center
WTC 2	Torre 2 (Sul) do World Trade Center
WTC 5	Edifício 5 do World Trade Center
WTC 7	Edifício 7 do World Trade Center
ISO	International Organization for Standardization
ASTM	American Society of Testing and Materials
CTICM	Centre Technique Industriel de la Construction Métallique
BRE	Building Research Establishment
FCGE	Faculty of Civil and Geodetic Engineering – University of Ljubljana
SHU	Sheffield Hallam University

Lista de Símbolos

Capítulo 2:

θ_g	Temperatura dos gases [°C]
t	Tempo decorrido [min]

Capítulo 3:

$E_{a,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço a temperaturas elevadas θ_a
c_a	Calor específico do aço [J/kgK]
$f_{p,\theta}$	Tensão limite de proporcionalidade
$f_{y,\theta}$	Tensão de cedência efetiva
$k_{E,\theta}$	Fator de redução da inclinação da reta que representa o domínio plástico
$k_{p,\theta}$	Fator de redução da tensão limite de proporcionalidade
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da tensão de cedência efetiva
$\varepsilon_{p,\theta}$	Extensão limite de proporcionalidade
$\varepsilon_{t,\theta}$	Extensão limite para o patamar de cedência
$\varepsilon_{u,\theta}$	Extensão última
$\varepsilon_{y,\theta}$	Extensão de cedência
θ_a	Temperatura do aço [°C]
λ_a	Condutibilidade térmica do aço [W/mK]
Δl	Alongamento induzido pela temperatura
l	Comprimento do elemento a 20°C

Capítulo 4:

h_b	Distância do alinhamento superior de parafusos ao centro de rotação
h_n	Distância entre o alinhamento de parafusos n e o centro de rotação da ligação
h_r	Distância das armaduras longitudinais da laje ao centro de rotação da ligação
A_1	Parâmetro que representa a rigidez da ligação
A_r	Área de secção das armaduras longitudinais
B_1	Parâmetro que representa a resistência da ligação
B_c	Largura do pilar (medida no banzo)
D_b	Altura útil da viga
D_c	Altura útil do pilar

D_r	Distância entre as armaduras da laje e o centro de rotação da ligação
D_{rs}	Espaçamento entre os varões longitudinais da laje
E_r	Módulo de elasticidade das armaduras da laje
E_{rt}	Módulo de elasticidade das armaduras longitudinais para uma dada temperatura
K_b	Rigidez axial dos parafusos
K_{btt}	Rigidez de um parafuso
K_{cft}	Rigidez do banzo da viga
K_{ept}	Rigidez da chapa de extremidade
K_r	Rigidez axial das armaduras da laje
K_{rt}	Rigidez axial das armaduras da laje considerando o deslizamento da laje
K_s	Rigidez dos conectores metálicos
K_{st}	Rigidez dos conectores metálicos considerando o deslizamento da laje
$K_{tt,n}$	Rigidez global do alinhamento de parafusos n na zona de tração, para uma dada temperatura
M_1	Momento aplicado à ligação, correspondente à rotação ϕ_1
N_{bt}	Número de parafusos no alinhamento n
S_c	Rigidez global de rotação da ligação simples (<i>i.e.</i> sem considerar a laje)
S_{cc}	Rigidez inicial de rotação da ligação mista
S_{ct}	Rigidez de rotação da zona de compressão
S_{tt}	Rigidez de rotação da zona de tração
l_r	Comprimento efetivo das armaduras
n_1	Parâmetro que depende do tipo de curva utilizada
t_{cf}	Espessura do banzo do pilar
ϕ_1	Rotação da ligação no final da primeira fase
Δ^f	Deslocamento limite
Δ^y	Deslocamento de cedência
F^y	Carga de cedência
h	Distância da superfície de contacto entre a viga e a laje ao centro de rotação
K^e	Rigidez elástica
K^{pl}	Rigidez pós-limite
A	Parâmetro que representa a rigidez da ligação
B	Parâmetro que representa a resistência da ligação
D	Distância entre a superfície de contacto laje-viga e o centro de rotação da ligação
M	Momento aplicado à ligação
N	Número de conectores metálicos ativos
k	Rigidez secante de um conector metálico
n	Parâmetro que depende do tipo de curva utilizada
z	Distância entre o centro de rotação e a mola equivalente da zona de tração

α	Fator de ampliação ($\cong 2$)
ϕ	Rotação da ligação

Capítulo 5:

$h_{net,d}$	Valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área [W/m^2]
A_m	Área da superfície do elemento por unidade de comprimento [m^2/m]
A_m/V	Fator de massividade para os elementos de aço não protegidos [m^{-1}]
$F_{b,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao esmagamento do parafuso
$F_{t,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à tração do parafuso
$F_{v,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal do parafuso por plano de corte admitindo que o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso
$F_{w,Rd}$	Valor de cálculo da resistência da soldadura
c_a	Calor específico do aço [J/kgK]
$k_{b,\theta}$	Fator de redução para a temperatura adequada dos parafusos
k_{sh}	Fator de correção para o efeito de sombra
$k_{w,\theta}$	Fator de redução para a temperatura adequada da soldadura
$\gamma_{M,fi}$	Coefficiente parcial em situação de incêndio
γ_{M2}	Coefficiente parcial à temperatura normal
θ_h	Temperatura à altura h [mm] da viga de aço
θ_o	Temperatura do banzo inferior da viga de aço numa zona afastada da ligação
ρ_a	Massa específica do aço [kg/m^3]
Δt	Intervalo de tempo, no máximo de 5s [s]
h	Altura da componente considerada, acima da base da viga [mm]
D	Altura da viga [mm]
V	Volume do elemento por unidade de comprimento [m^3/m]

Anexos:

A_p	Área apropriada do material de proteção contra incêndio por unidade de comprimento de elemento [m^2/m]
d_p	Espessura do material de proteção contra incêndio
λ_p	Condutibilidade térmica do sistema de proteção contra incêndio
V	Volume de um elemento por unidade de comprimento [m^3/m]

1 . Introdução

1.1 Considerações Iniciais

Os incêndios em edifícios podem ter consequências catastróficas, tanto em termos económicos como para a segurança da vida humana, dependendo estas consequências da dimensão e do grau de utilização do edifício em questão. O estudo deste fenómeno tem sido cada vez mais aprofundado, em especial após o colapso dos edifícios do World Trade Center [82], o que tem contribuído para um melhor conhecimento do comportamento de estruturas em aço sujeitas à ação do fogo. Contudo, o desempenho global de uma estrutura em situação de incêndio é influenciado por um vasto conjunto de fatores, sendo a sua análise bastante complexa. Tais condicionantes podem ser inerentes à estrutura (*e.g.* geometria e disposição dos elementos estruturais, propriedades dos materiais, métodos de proteção implementados, etc.) ou inerentes ao incêndio (*e.g.* modos de propagação, tipo e quantidade do material combustível, etc.).

As ligações são elementos críticos numa estrutura metálica e em situação de incêndio estão sujeitas a esforços bastante diferentes dos atuantes à temperatura ambiente, tornando-se fundamental ter uma noção realista do seu comportamento a temperaturas elevadas. A falha de uma ligação pode levar ao colapso progressivo da estrutura, em especial quando outros elementos estruturais tenham também sido afetados pelo fogo, o que acontece normalmente em situação de incêndio.

Nas últimas décadas, foram conduzidos diversos programas de investigação sobre a resistência ao fogo de ligações em aço, os quais incluíram ensaios experimentais e estudos numéricos e analíticos. Estes programas contribuíram para o desenvolvimento de metodologias de cálculo e estiveram na origem de diversas recomendações constantes nas normas europeias.

Atualmente, os métodos de proteção contra o fogo mais utilizados assentam na introdução de materiais que retardam a ação do fogo nos elementos estruturais (*e.g.* tintas intumescentes, *sprays* de vermiculite, placas de gesso, etc.). No entanto, a aplicação destes materiais pode encarecer bastante o custo total de uma obra, para além, obviamente, de acarretar custos secundários devido ao tempo despendido no processo. Por este motivo, tanto do ponto de vista económico como estrutural, o dimensionamento de uma estrutura tendo em consideração os

efeitos da ação do fogo e o tipo e quantidade de proteção aplicados parece ser uma solução mais coerente do que o simples dimensionamento tendo em conta as ações de cálculo regulamentares e posterior aplicação de material protetor. Por exemplo, no Reino Unido, o crescente conhecimento da resistência dos elementos de aço em situação de incêndio permitiu, nos últimos 20 anos, reduzir para metade o custo total associado à proteção anti-fogo; o que, por sua vez, contribuiu para duplicar a quota de mercado da indústria da construção metálica nesse país [91], que consegue agora apresentar preços competitivos face à construção em betão armado.

1.2 Objetivos

No presente trabalho é apresentada uma revisão do estado da arte no que diz respeito ao estudo do comportamento de ligações em aço carbono (doravante designado apenas por aço) sujeitas à ação do fogo, dando especial relevo às ligações viga-pilar. Pretende-se assim analisar de uma forma detalhada os aspetos relevantes sobre o tema, bem como sugerir diretrizes práticas com vista ao auxílio no dimensionamento. Nomeadamente, serão abordados:

- o comportamento do aço a temperaturas elevadas;
- fenómenos ocorridos em estruturas reais;
- fenómenos ocorridos em experiências laboratoriais;
- métodos de cálculo indicados na literatura;
- regras de dimensionamento preconizadas nas normas europeias;
- métodos de proteção contra o fogo.

1.3 Estrutura da Dissertação

Este documento é composto por seis capítulos, sendo que no primeiro é feita uma breve introdução em que se apresentam considerações iniciais sobre o tema e os principais objetivos do presente trabalho.

No capítulo 2 são descritos os modos de propagação do fogo em edifícios, bem como os principais métodos implementados na segurança contra incêndio.

No capítulo 3 são abordados diversos aspetos relativos ao comportamento de ligações em aço sujeitas ao fogo, nomeadamente as propriedades do aço à temperatura ambiente e a temperaturas elevadas, a classificação das ligações de aço em termos de rigidez, resistência e capacidade de rotação, assim como fenómenos verificados em incêndios reais e em experiências laboratoriais.

No capítulo 4 são apresentados métodos de cálculo propostos na literatura que permitem simular o comportamento de ligações em aço sujeitas ao fogo, nomeadamente o método das curvas paramétricas, o método dos elementos finitos, o método das componentes e o método das redes neuronais artificiais.

No capítulo 5 são apresentadas recomendações indicadas nas normas europeias relativas à ação do fogo em ligações em aço. São também apresentados exemplos de dimensionamento de acordo com as referidas normas. Por fim, tecem-se comentários sobre as regras preconizadas no Eurocódigo 3, tendo por base a informação apresentada ao longo do trabalho.

No capítulo 6 resumem-se as conclusões mais significativas extraídas do presente estudo, apresentando-se ainda sugestões para investigação futura no que concerne à resistência ao fogo de ligações em aço.

2 . Ação do Fogo em Edifícios

2.1 Modos de Propagação do Fogo em Edifícios

De forma a caracterizar adequadamente o comportamento de uma estrutura em situação de incêndio e a implementar métodos de proteção adequados, é necessário primeiro compreender o modo como um incêndio se desenvolve numa zona compartimentada. Um incêndio comum é gerado através de uma combinação de três elementos, conhecidos como triângulo do fogo: ignição, combustível e comburente. A ignição provém de uma fonte de calor existente no edifício (*e.g.* velas, fósforos, cigarros, fontes elétricas, etc.), o combustível pode ser qualquer tipo de material orgânico (*e.g.* madeira e derivados, polímeros, tecidos, papel, etc.) e o comburente é o oxigénio presente no ar. Dependendo das dimensões, das condições de ventilação (*i.e.* existência de portas e janelas) e do material combustível existentes num compartimento, um incêndio pode propagar-se a diferentes ritmos e atingir diferentes graus de intensidade.

2.1.1 Curva de Incêndio Natural

A curva de incêndio natural surge como uma simplificação da evolução da temperatura verificada num incêndio real e é geralmente caracterizada pelas seguintes fases:

- Fase de ignição - fase inicial do incêndio, em que as temperaturas ainda são baixas e aumentam lentamente;
- *Flashover* - fase de propagação do fogo na qual se dá um aumento súbito da temperatura. Esta fase ocorre geralmente entre 400°C e 600°C;
- Fase de aquecimento - fase em que a temperatura aumenta gradualmente até atingir um pico entre 1000 °C e 1200°C;
- Fase de arrefecimento - fase em que se esgota o material combustível ou o comburente, e, conseqüentemente, se dá um decréscimo gradual da temperatura até à extinção do fogo.

Nos casos em que o incêndio é extinto antes de se propagar, por falta de combustível ou por intervenção de sistemas de controlo (e.g. bombeiros, *sprinklers*, etc.), a curva de incêndio natural não tem fase de *flashover* e não chega a atingir temperaturas tão elevadas, tendo a fase de arrefecimento início imediatamente após a fase de ignição. Na Fig. 2.1 estão representadas as curvas de incêndio natural, com e sem *flashover*. Na realidade, existe um conjunto de parâmetros que influenciam a curva de incêndio natural, pelo que a sua representação rigorosa deve ser efetuada através de curvas de incêndio paramétricas, descritas no EC1-1-2 [66].

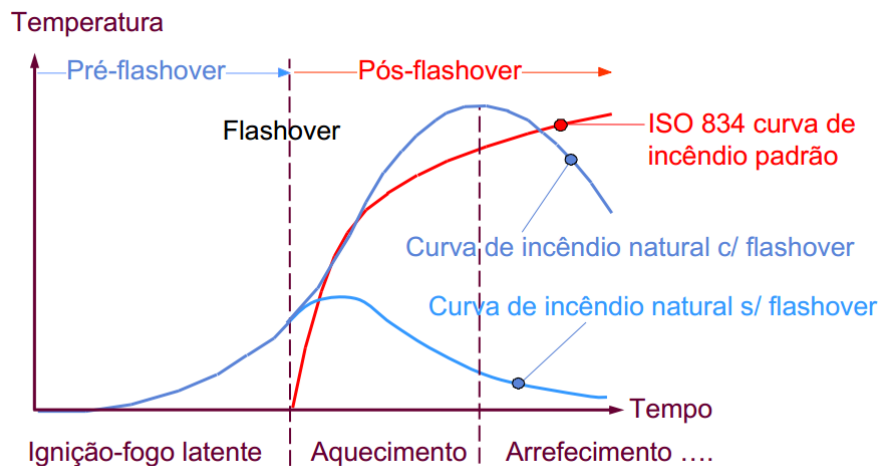


Fig. 2.1 – Curvas de incêndio natural, com e sem *flashover*, e de incêndio padrão ISO 834. [95]

2.1.2 Curvas de Incêndio Nominais

2.1.2.1 Curva de Incêndio Padrão ISO 834

A curva de incêndio padrão ISO 834 é utilizada com bastante frequência, em especial na realização de ensaios experimentais, e representa a evolução da temperatura numa situação de incêndio num compartimento. A equação desta curva, de acordo com o EC1-1-2, é dada por:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (2.1)$$

Em que:

θ_g – temperatura dos gases no compartimento de incêndio [°C];

t – tempo decorrido [min].

A curva ISO 834 (ver Fig. 2.1) tem algumas características que a distinguem de uma curva de incêndio natural, nomeadamente:

- tem de ser considerada em todo o compartimento, independentemente das dimensões deste;

- não considera a fase inicial, de *pré-flashover*;
- não considera a fase de arrefecimento;
- é independente das condições de ventilação, da geometria do compartimento e do tipo e quantidade do material combustível presente.

2.1.2.2 Curva de Incêndio para Elementos Exteriores

A curva de incêndio para elementos exteriores (ver Fig. 2.6) é dada pela seguinte expressão indicada no EC1-1-2:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (2.2)$$

Em que:

θ_g - temperatura dos gases na proximidade do elemento [°C];

t - tempo decorrido [min].

São exemplos de estruturas com elementos exteriores o edifício do IADE, em Lisboa, e a torre 30 St. Mary Axe, em Londres, ilustradas nas Figs. 2.2 e 2.3 , respetivamente. No anexo B do EC3-1-2 [68], são apresentados procedimentos específicos para a determinação da temperatura em elementos isolados.



Fig. 2.2 – Imagem exterior do edifício do IADE, em Lisboa. [41]



Fig. 2.3 – Imagem exterior da torre 30 St. Mary Axe, em Londres. [40]

2.1.2.3 Curva de Incêndio de Hidrocarbonetos

A curva de incêndio de hidrocarbonetos (ver Fig. 2.6) é dada pela seguinte expressão indicada no EC1-1-2:

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (2.3)$$

Em que:

θ_g – temperatura dos gases no compartimento de incêndio [°C];

t – tempo decorrido [min].

Esta curva representa o aumento de temperatura verificado em incêndios onde o principal combustível é constituído por hidrocarbonetos (*e.g.* petróleo e derivados, gás natural ou outros compostos químicos orgânicos). São exemplos deste tipo de incêndio os que deflagraram nas torres gémeas do World Trade Center (devido aos depósitos de gasolina das aeronaves), em Nova Iorque, e na plataforma *off-shore* Piper Alpha (devido às reservas de petróleo e de gás natural), no Mar do Norte, ilustrados nas Figs. 2.4 e 2.5 , respetivamente.



Fig. 2.4 – Incêndio nas torres gémeas do WTC após embate de dois aviões Boeing 767. [60]



Fig. 2.5 – Incêndio na plataforma Piper Alpha devido a explosão provocada por fuga de gás natural. [33]

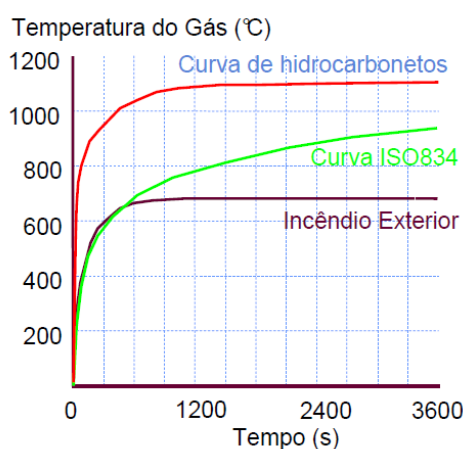


Fig. 2.6 – Curvas de incêndio nominais indicadas no EC1-1-2. [95]

2.1.2.4 Curva de Incêndio ASTM E119

A curva nominal ASTM E119 [18] é utilizada nos Estados Unidos para representar a evolução da temperatura numa zona compartimentada. Esta curva foi desenvolvida para representar um conjunto de valores discretos medidos a partir de ensaios experimentais. A equação que define esta curva é dada por:

$$\theta_g = 20 + 750 \left(1 - e^{-3,79553\sqrt{t/60}}\right) + 170,41\sqrt{t/60} \quad (2.4)$$

Em que:

θ_g – temperatura dos gases no compartimento de incêndio [°C];

t – tempo decorrido [min].

A curva ASTM 119 apresenta valores de temperatura bastante próximos da curva padrão ISO 834 até aos 40 minutos, apresentando a segunda valores ligeiramente superiores após este ponto, como se pode observar no gráfico da Fig. 2.7.

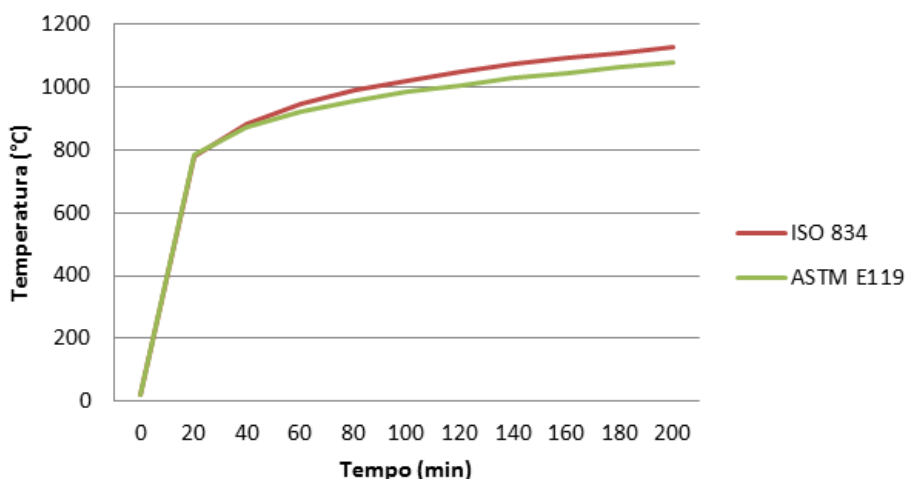


Fig. 2.7 – Curvas de incêndio padrão ISO 834 e ASTM E119.

2.2 Métodos de Proteção contra Incêndio

Historicamente, a preocupação em relação à segurança contra o fogo em edifícios cresceu no seguimento de desastres ocorridos, levando ao desenvolvimento ou aperfeiçoamento de métodos para preservar a vida humana e o edificado. Estes métodos conheceram enormes progressos desde as primeiras tentativas de implementação de segurança contra o fogo. Atualmente, as estratégias utilizadas na proteção contra incêndio em edifícios assentam em cinco processos essenciais:

1. Prevenção do incêndio;
2. Imposição de restrições ao desenvolvimento e propagação do fogo;
3. Proteção dos elementos estruturais;
4. Implementação de um plano de evacuação;
5. Introdução de mecanismos de controlo e extinção.

Os métodos utilizados na proteção contra o fogo podem classificar-se em dois tipos: passivos e ativos. Os métodos passivos são incorporados na fase de construção e estão presentes em qualquer instância, independentemente de existir ou não um incêndio. Os métodos ativos apenas são acionados caso ocorra de facto um incêndio.

2.2.1 Métodos Passivos de Proteção contra Incêndio

2.2.1.1 Medidas Preventivas

Em edifícios habitacionais, grande parte dos incêndios são provocados por falha humana durante atividades quotidianas, onde é comum a negligência de fontes de calor como fogões, torradeiras, ferros de engomar, churrascos, velas, cigarros, etc. Apesar da sua responsabilidade recair principalmente sobre os ocupantes, a prevenção é porventura a vertente mais importante da segurança contra o fogo; a qual, estando fora do âmbito de trabalho do projetista, deverá ser promovida por entidades de proteção pública, como é o caso, em Portugal, da Autoridade Nacional de Proteção Civil (ANPC), através de programas de sensibilização, em especial junto dos grupos etários mais vulneráveis como os idosos e as crianças.

2.2.1.2 Controlo da Propagação do Fogo

A forma mais eficiente de evitar a propagação do fogo é através da compartimentação, que consiste na divisão de uma estrutura em compartimentos que poderão abranger uma ou várias divisões. Munidos de proteção adequada, estes compartimentos evitam que o incêndio se propague para os compartimentos adjacentes por intermédio de chamas, fumo ou gases tóxicos. Os compartimentos são isolados através de paredes, teto, pavimento e portas com proteção especial contra incêndio.

2.2.1.3 Condições Gerais de Evacuação

No Regulamento de Segurança contra Incêndio em Edifícios [14] foram estabelecidas recomendações em relação às dimensões e localização das vias de evacuação horizontais (*e.g. halls, corredores, tapetes rolantes, etc.*) e verticais (*e.g. escadas, rampas, escadas elétricas, etc.*),

ao número e características das saídas de emergência, bem como à implementação de zonas de refúgio (*e.g.* compartimentos e câmaras corta-fogo).

2.2.1.4 Materiais de Proteção contra o Fogo

Na proteção contra incêndio é fundamental a utilização de materiais que evitem a propagação do fogo e que limitem a degradação dos elementos estruturais. De seguida, apresentam-se alguns dos materiais utilizados com maior frequência na proteção de elementos metálicos.

Betão

O betão é um material com uma condutibilidade térmica baixa, característica que confere uma robustez elevada às estruturas em betão armado em situação de incêndio. Em estruturas metálicas a sua utilização também pode ser benéfica, nomeadamente na utilização de lajes de betão armado (ver Fig. 2.8), que, tanto em estudos numéricos como experimentais, têm demonstrado retardar os efeitos da ação do fogo em elementos estruturais como vigas e ligações. A utilização de betão como material envolvente, tal como ilustrado na Fig. 2.9, é geralmente aplicada em pilares, uma vez que o betão, para além da proteção que confere ao pilar metálico, também contribui para a resistência à compressão.

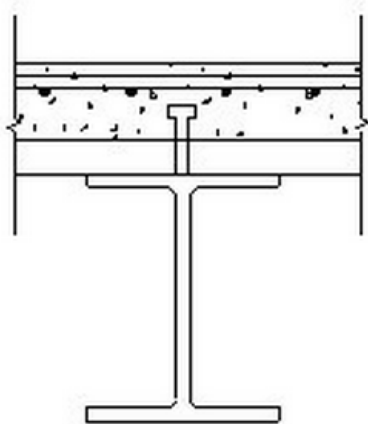


Fig. 2.8 – Secção mista com viga metálica e laje em betão armado. [93]

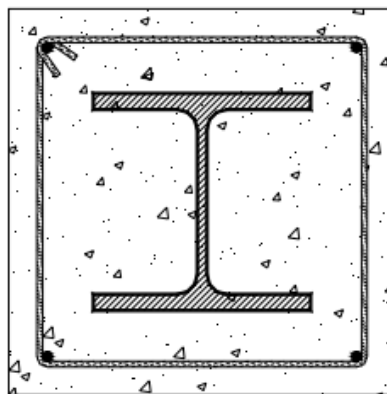


Fig. 2.9 – Secção de pilar metálico envolto em betão armado. [42]

Materiais Cerâmicos

A utilização de materiais cerâmicos como o tijolo ou a argila expandida é uma alternativa económica face ao betão simples ou armado, visto tratar-se de uma solução aligeirada que, apesar de não conferir qualquer capacidade resistente adicional aos elementos estruturais, retarda os efeitos da temperatura nos elementos metálicos. Na Fig. 2.10 ilustra-se um pilar metálico revestido por blocos de argila expandida.

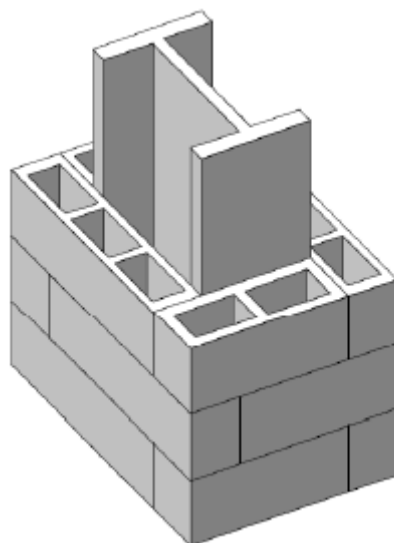


Fig. 2.10 – Pilar protegido por blocos de argila expandida. [75]

Gesso

O gesso liberta vapor de água quando exposto ao fogo, o que retarda a propagação do incêndio entre uma a duas horas, dependendo da espessura utilizada. Além disso, este material também confere isolamento a elementos estruturais, devido à sua baixa condutibilidade térmica. As placas de gesso são frequentemente utilizadas para isolar vigas e pilares metálicos, tal como ilustrado nas Figs. 2.11 e 2.12 .

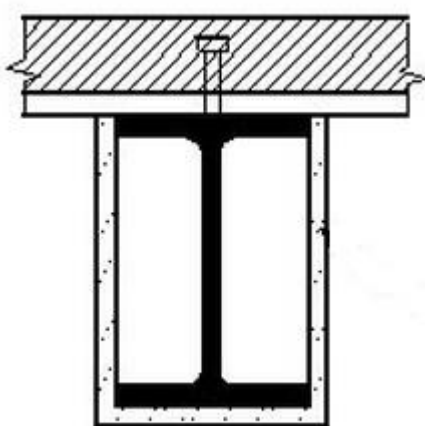


Fig. 2.11 – Viga metálica protegida por placas de gesso. [34]



Fig. 2.12 – Pilar metálico protegido por placas de gesso. [23]

Tintas Intumescentes

As tintas intumescentes são bastante utilizadas em estruturas metálicas devido à sua fácil aplicação. A ação protetora destas tintas deve-se ao aumento de volume que o material intumescente sofre quando recebe calor (ver Fig. 2.13), o que retarda o aumento de temperatura dos elementos estruturais durante longos períodos (até 120 minutos). Em contrapartida, a utilização de tintas intumescentes tem um peso significativo nos custos da construção.



Fig. 2.13 – Expansão da cobertura intumescente em dois perfis metálicos depois de sujeitos a um aumento de temperatura. [81]

Vermiculite

A vermiculite atua de forma semelhante aos materiais intumescentes, na medida em que expande com o aumento da temperatura, formando uma camada protetora resiliente. Esta solução é adequada para situações em que o aspeto estético não seja relevante ou em que seja necessária uma aplicação rápida. Na Fig. 2.14 ilustra-se uma viga revestida com vermiculite. Este material constitui também um bom isolante térmico e acústico.



Fig. 2.14 – Viga revestida com *spray* de vermiculite. [15]

Perlite

A perlite é um tipo de vidro vulcânico derivado da sílica. Relativamente à proteção contra o fogo, este material tem um comportamento bastante semelhante ao da vermiculite.

Fibras Minerais

As fibras minerais, designadamente o amianto, foram amplamente utilizadas durante várias décadas na construção, devido às suas propriedades em termos de isolamento térmico e de proteção contra o fogo, uma vez que não sofrem alterações significativas até 1000°C. No entanto, em anos recentes, vários países, entre os quais Portugal, proibiram o fabrico e comercialização do amianto, por este estar associado ao desenvolvimento de patologias cancerígenas.

Silicato de Cálcio

O silicato de cálcio é frequentemente utilizado na proteção contra o fogo, sob a forma de placas e segmentos, devido às suas propriedades mecânicas, ao seu desempenho como isolante térmico, à sua resistência ao fogo (é incombustível), bem como à sua facilidade de instalação. Este material é quimicamente inerte, podendo ser utilizado em contacto com todos os tipos de aço, sem provocar corrosão. Além disso, é também totalmente isento de amianto.

2.2.2 Métodos Ativos de Proteção contra Incêndio

Os métodos ativos de proteção apenas são utilizados no caso do incêndio deflagrar e consistem essencialmente na implementação dos seguintes mecanismos:

- Sistemas de deteção;
- Sistemas de extração de fumo e calor;
- Sistemas de extinção.

O grau de sucesso destes métodos depende, para além das condições do incêndio, da rapidez com que são acionados.

Sistemas de Deteção

Estes sistemas são compostos por sensores que detetam o incêndio através de sinais como fumo, gases e calor. Após a deteção são ativados alarmes, para que se possa iniciar o processo de evacuação. Podem ser ativados também outros dispositivos, como portas e câmaras corta-fogo, sistemas de ventilação e a introdução de ar hipóxido nalguns compartimentos (este ar tem um

baixo teor de oxigénio, contribuindo assim para a extinção do fogo, e pode ser inalado pelo homem, desde que a altitudes reduzidas).

Sistemas de Extração de Fumo e Calor

Os sistemas de extração são geralmente utilizados em edifícios de grandes dimensões, onde é mais difícil obter ventilação natural através de aberturas (*i.e.* portas e janelas). O objetivo destes sistemas é assegurar a respirabilidade do ar e a visibilidade, facilitando assim o processo de evacuação. Estes sistemas podem também ter um papel importante na fase inicial do incêndio, antes do *flashover*, contribuindo assim para a sua extinção.

Sistemas de Extinção

Estes sistemas poderão ter uma intervenção manual ou automática. Os sistemas de intervenção manual consistem na utilização de extintores e de bocas de incêndio, quer por ocupantes (numa fase inicial), quer por equipas de combate ao fogo (numa fase mais avançada). Os sistemas de intervenção automática consistem na utilização de *sprinklers*, geralmente instalados no teto dos compartimentos, ligados à corrente hidráulica do edifício, os quais atuam diretamente sobre as chamas presentes no compartimento. Estes sistemas ajudam a controlar a propagação do incêndio, contribuindo assim para preservar a segurança dos ocupantes e limitar os danos estruturais.

3 . Comportamento de Ligações em Aço em Situação de Incêndio

O aço é um material amplamente utilizado na construção devido à sua leveza, resistência e ductilidade; porém, é severamente afetado pelo aumento da temperatura, perdendo rigidez e resistência, o que leva a deformações elevadas nos seus elementos. Neste capítulo é feita uma breve apresentação das características deste material à temperatura ambiente, bem como da forma como estas características se alteram a temperaturas elevadas. É feita também uma breve descrição das ligações em aço em termos de rigidez, resistência e capacidade de rotação. Por último, são apresentados fenômenos relevantes verificados em ligações em aço sujeitas ao fogo, nomeadamente é efetuada uma breve análise de ensaios experimentais a temperaturas elevadas e de incêndios ocorridos em estruturas reais, dos quais se retiraram conclusões relevantes no que diz respeito ao comportamento das ligações.

3.1 Propriedades Mecânicas do Aço

3.1.1 Propriedades de Resistência e Deformação

As propriedades mecânicas do aço à temperatura ambiente são bem conhecidas, sendo geralmente representadas sob a forma de um diagrama tensão-deformação (ver Fig. 3.1). Porém, a temperaturas elevadas, o aço sofre uma degradação bastante superior à de outros materiais, como por exemplo o betão, verificando-se um declínio rápido e progressivo das suas rigidez e capacidade resistente. Este fenómeno pode causar uma deformação excessiva em elementos estruturais, conduzindo-os, por vezes, ao colapso. Estima-se que a 700°C apenas 23% da capacidade resistente do aço à temperatura ambiente são preservados, a 800°C este valor desce para 11% e a 900°C para 6%. No EC3-1-2 é apresentada uma curva tensão-deformação para o aço a temperaturas elevadas, ilustrada na Fig. 3.2. Esta relação é estabelecida através de coeficientes de redução para o módulo de elasticidade e para as tensões de cedência e limite de proporcionalidade, indicados na Fig. 3.3 sob a forma de gráfico. No anexo A do EC3-1-2 é

apresentada uma curva tensão-deformação alternativa, que considera o efeito do endurecimento do aço para temperaturas inferiores a 400°C.

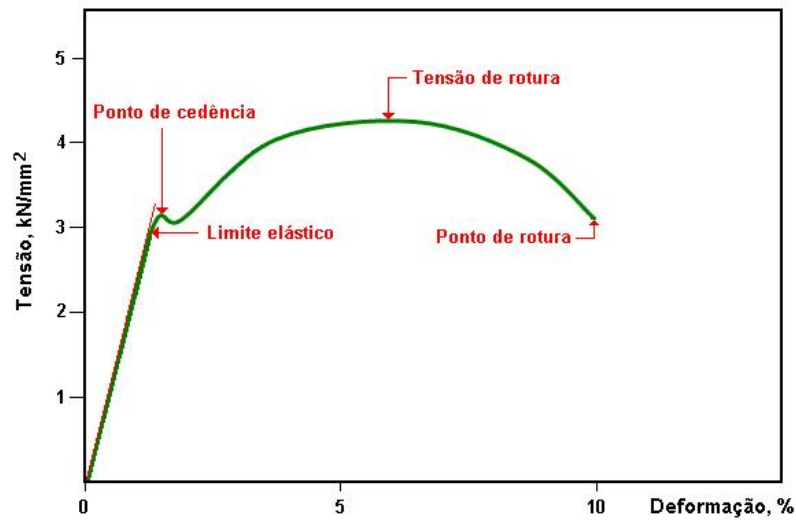


Fig. 3.1 – Curva tensão-deformação do aço à temperatura ambiente. [26]

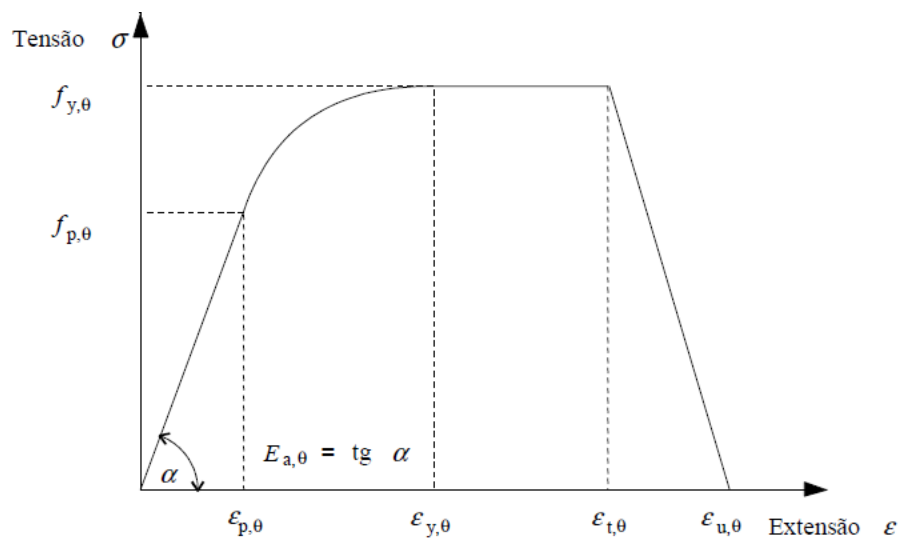


Fig. 3.2 – Curva tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas. [68]

Legenda da Fig. 3.2:

$f_{y,\theta}$ – tensão de cedência efetiva;

$f_{p,\theta}$ – tensão limite de proporcionalidade;

$E_{a,\theta}$ – inclinação da reta que representa o domínio elástico;

$\epsilon_{p,\theta}$ – extensão limite de proporcionalidade;

$\epsilon_{y,\theta}$ – extensão de cedência;

$\epsilon_{t,\theta}$ – extensão limite para o patamar de cedência;

$\epsilon_{u,\theta}$ – extensão última.

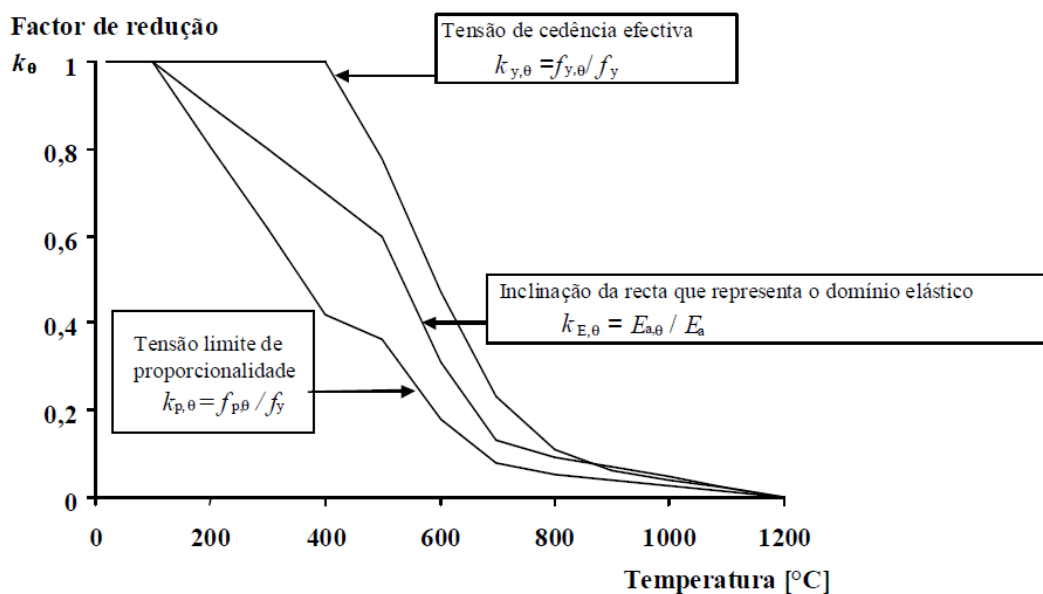


Fig. 3.3 – Evolução dos diversos fatores de redução com o aumento da temperatura. [68]

3.1.2 Extensão Térmica

Segundo o EC3-1-2, a extensão térmica do aço $\Delta l/l$ deve ser determinada a partir das seguintes expressões:

- para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (3.1)$$

- para $750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,1 \times 10^{-2} \quad (3.2)$$

- para $860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (3.3)$$

Em que:

l – comprimento do elemento a 20°C ;

Δl – alongamento induzido no elemento pela temperatura;

θ_a – temperatura do aço $[\text{C}]$.

A variação da extensão com aumento da temperatura também pode ser representada sob a forma de um gráfico, obtido a partir das expressões das Eqs. 3.1 a 3.3, tal como ilustrado na Fig. 3.4.

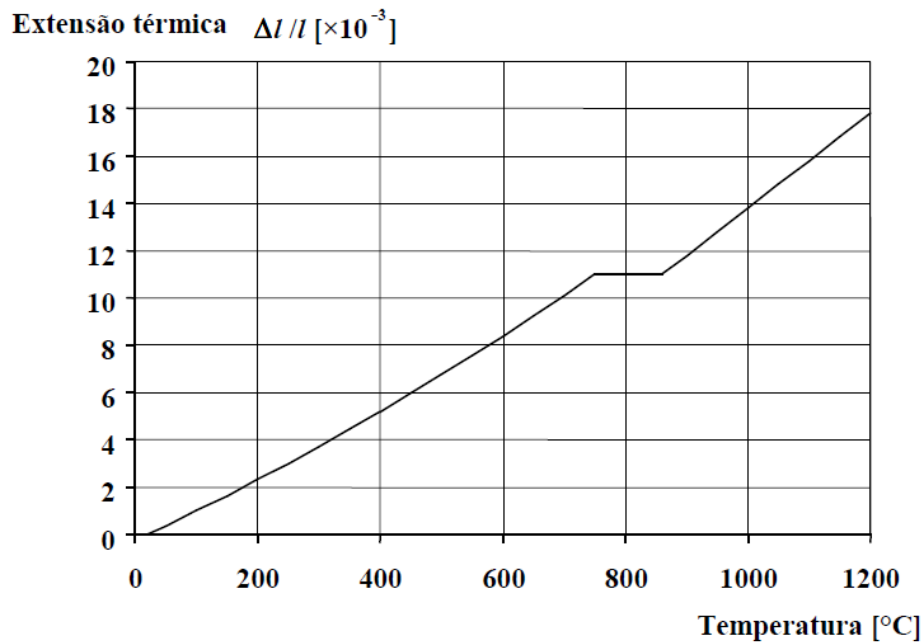


Fig. 3.4 – Extensão térmica relativa do aço em função da temperatura. [68]

3.1.3 Calor Específico

Segundo o EC3-1-2, o calor específico do aço deve ser determinado a partir das seguintes expressões:

- para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad (3.4)$$

- para $600^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (3.5)$$

- para $735^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 900^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (3.6)$$

- para $900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 650 \quad (3.7)$$

Em que:

c_a – calor específico do aço [J/kgK];

θ_a – temperatura do aço [°C].

No gráfico da Fig. 3.5, onde se ilustra a evolução do calor específico do aço em função da temperatura, pode observar-se que este aumenta de forma lenta e gradual até 600°C, ponto em que sofre um aumento abrupto até atingir um pico, a 740°C, decrescendo também abruptamente até estabilizar a um valor constante, a 900°C.

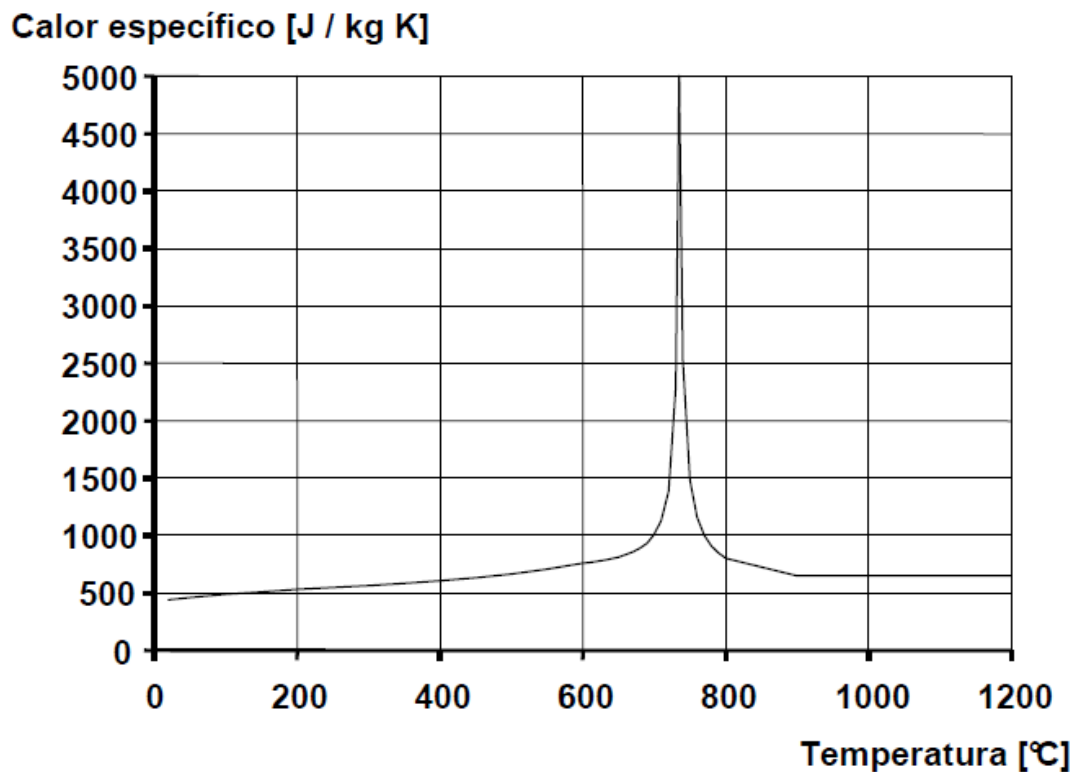


Fig. 3.5 – Calor específico do aço em função da temperatura. [68]

3.1.4 Condutibilidade Térmica

Segundo o EC3-1-2, a condutibilidade térmica do aço deve ser determinada a partir das seguintes expressões:

- para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 800^{\circ}\text{C}$:

$$\lambda_a = 54 + 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \quad (3.8)$$

- para $800^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$:

$$\lambda_a = 27,3 \quad (3.9)$$

Em que:

λ_a – condutibilidade térmica do aço [W/mK];

θ_a – temperatura do aço [°C].

Na Fig. 3.6 pode observar-se que a condutibilidade térmica do aço diminui de forma linear até 800°C, ponto a partir do qual se mantém constante.

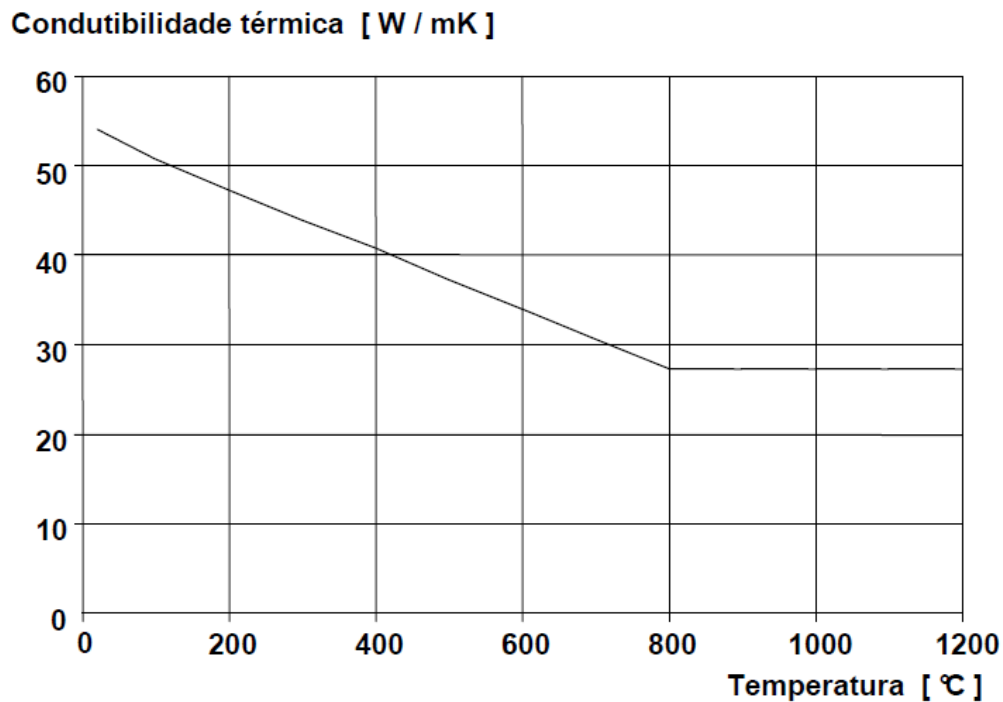


Fig. 3.6 – Condutibilidade térmica do aço em função da temperatura. [68]

3.2 Classificação das Ligações em Aço

A classificação das ligações segundo parâmetros de rigidez, resistência ou capacidade de rotação permite estabelecer classes de comportamento de acordo com as propriedades mecânicas dos diferentes elementos. Estes limites de classificação auxiliam o projetista na escolha de uma solução adequada e económica.

3.2.1 Rigidez

No que diz respeito à rigidez, as ligações em aço dividem-se em três classes: rígidas, semi-rígidas e articuladas [16]. Na realidade uma ligação viga-pilar não pode ser nem totalmente rígida nem totalmente articulada, sendo pois necessário delimitar patamares intermédios de

classificação. Na Fig. 3.7 ilustram-se alguns dos tipos de ligação viga-pilar mais comuns. Na Fig. 3.8 estão representados os diagramas de rigidez dos referidos tipos de ligação.

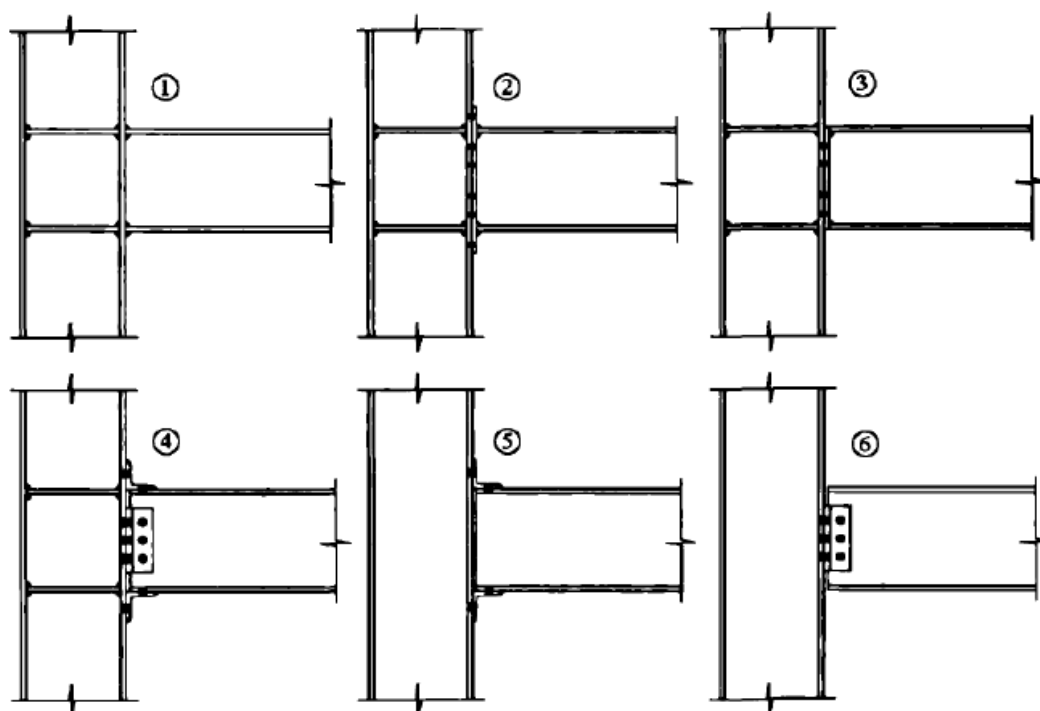


Fig. 3.7 – Ligações viga-pilar típicas. [74]

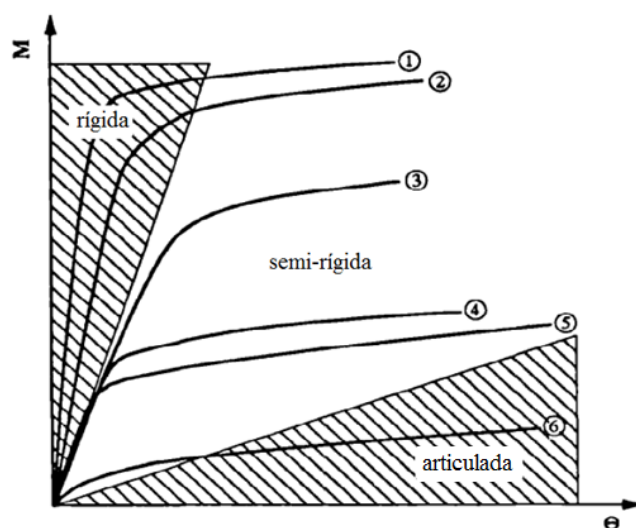


Fig. 3.8 – Diagramas de rigidez das ligações indicadas na Fig. 3.7. (adaptado de [74])

Designação das ligações:

1. Ligação com soldadura total
2. Ligação com chapa de extremidade estendida
3. Ligação com chapa de extremidade rasa
4. Ligação com cantoneiras de alma, de base e de topo
5. Ligação com cantoneiras de base e de topo

6. Ligação com cantoneiras de alma

3.2.2 Resistência

A resistência de uma ligação é classificada de acordo com a sua capacidade resistente em relação ao momento resistente da viga [65]. Assim, as ligações podem ser classificadas como tendo resistência total, parcial ou nula, de acordo com o diagrama da Fig. 3.9.

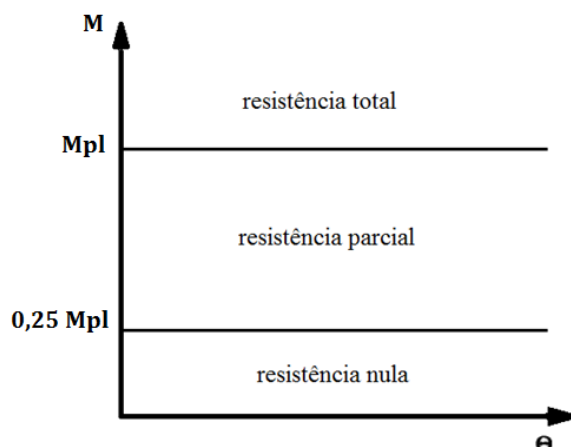


Fig. 3.9 – Classificação das ligações em termos de resistência.

3.2.3 Capacidade de Rotação

A capacidade de rotação de uma ligação é um aspeto bastante importante na resistência ao fogo e pode ser definida como a capacidade de uma ligação sofrer rotações elevadas sem que o seu momento resistente desça abaixo do momento plástico. De facto, é desejável que uma ligação tenha capacidade de rotação suficiente para permitir a redistribuição de esforços pelos restantes elementos. Em geral, as ligações mais rígidas possuem baixa capacidade de rotação, o que significa que as suas componentes atingem o regime plástico sem que a ligação tenha sofrido uma rotação elevada. Este fenómeno pode levar a uma rotura precoce de alguns elementos da ligação, nomeadamente os parafusos e as chapas de extremidade. A determinação da capacidade de rotação de uma ligação é uma tarefa complexa, razão pela qual não será abordada neste documento; no entanto, para o efeito, sugere-se a leitura das referências bibliográficas [47] e [65].

3.3 Incêndios em Estruturas Reais

Os incêndios em estruturas reais permitem recolher informações bastante importantes em várias vertentes da segurança contra incêndio. Contudo, do ponto de vista estrutural, nem sempre é

possível retirar dados conclusivos após a ocorrência de um colapso. Tal indefinição pode dever-se a diversos fatores, nomeadamente: os elementos estruturais poderão estar de tal forma danificados devido ao colapso que dificultam a reconstrução de uma sequência de eventos; além disso, o facto de um incêndio por vezes se prolongar durante várias horas após o colapso da estrutura pode danificar de tal forma os escombros, em especial aqueles provenientes de elementos metálicos, que impossibilita a identificação de um mecanismo de rotura. De seguida, são apresentados dois casos de incêndio em que a causa do colapso estrutural é atribuível à rotura das ligações.

3.3.1 World Trade Center 5

A 11 de Setembro de 2001, o Edifício 5 do World Trade Center – WTC 5 (ver Fig. 3.10), edifício de nove pisos situado a Este da Torre Norte do mesmo bloco de edifícios, em Nova Iorque, EUA, sofreu um colapso parcial após um incêndio provocado pela queda de estilhaços provenientes da Torre Norte. Os pisos 5 a 8 colapsaram após terem estado sujeitos a chamas intensas durante mais de cinco horas. A estrutura era constituída por um conjunto de pórticos metálicos interligados por vigas. Nas Figs. 3.12 e 3.13 está ilustrada a configuração dos pórticos do 5º ao 8º piso, constituídos por vigas Gerber. Na Fig. 3.14 está ilustrada a configuração do 9º e último piso, que não colapsou, em que as vigas principais são contínuas entre pilares. Na Fig. 3.11 está delineada a amarelo a zona afetada pelo colapso.



Fig. 3.10 – Vista exterior do WTC 5 antes do colapso. [48]

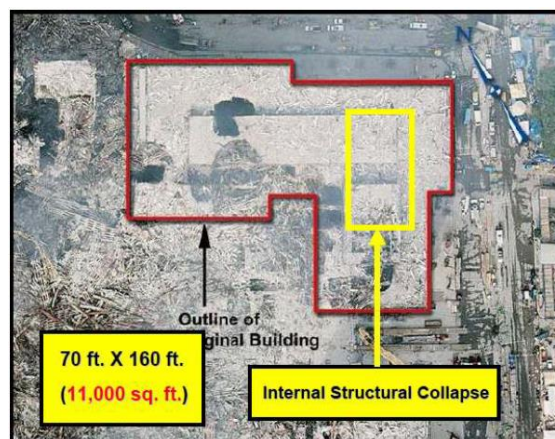


Fig. 3.11 – Localização em planta da zona do WTC 5 onde se deu o colapso. [48]

As investigações conduzidas mediante observação dos destroços do WTC 5 apontam para uma justificação estrutural conclusiva. O colapso dos quatro pisos ter-se-á devido à rotura das chapas de *gousset* que uniam as vigas Gerber aos segmentos de viga adjacentes aos pilares no 8º piso, como se pode observar na Fig. 3.16, que provocou a queda da laje neste piso; esta queda, por sua vez, levou ao colapso progressivo dos três pisos inferiores (ver Fig. 3.15). O 9º piso e a

cobertura ficaram intactos na zona do colapso, o que exclui a possibilidade de este se dever ao impacto dos estilhaços que haviam atingido o edifício.

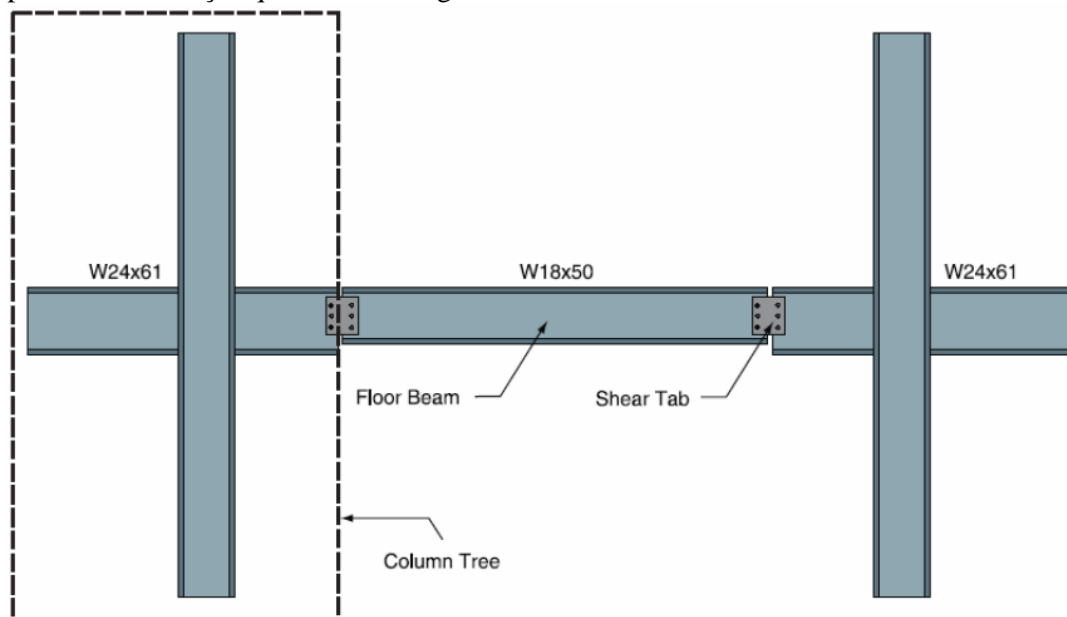


Fig. 3.12 – Desenho esquemático das ligações com vigas Gerber utilizadas nos pisos 5 a 8 do WTC 5. [48]

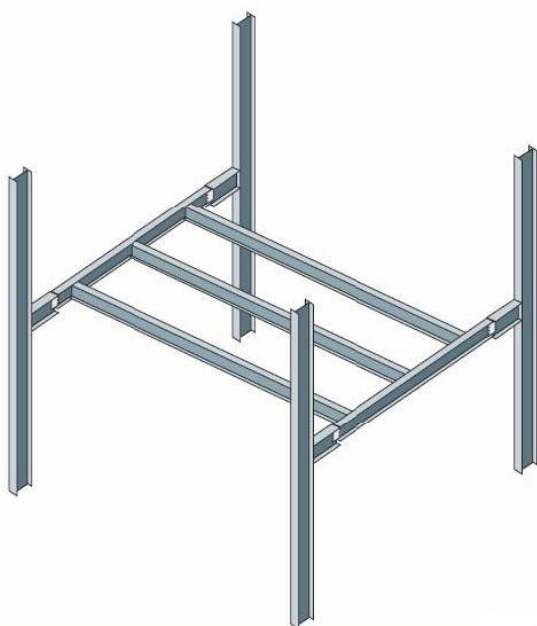


Fig. 3.13 - Esqueleto metálico dos pisos 5 a 8 do WTC 5. [48]

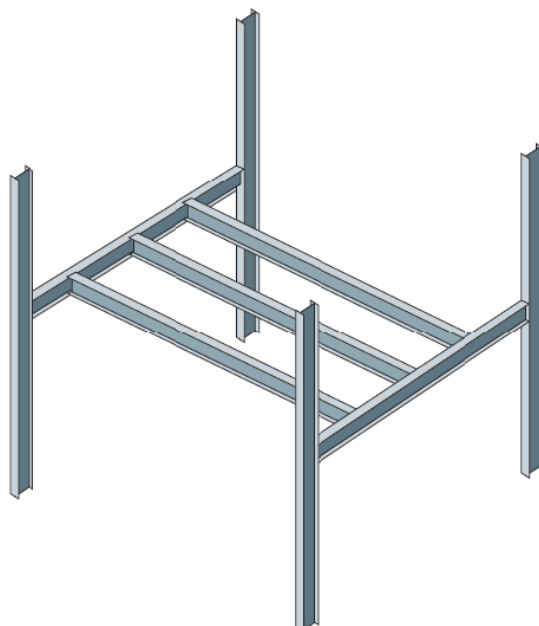


Fig. 3.14 - Esqueleto metálico do 9º e último piso do WTC 5. [48]

Um dos motivos pelos quais as vigas Gerber são mais vulneráveis à ação do fogo que outros tipos de ligação é o facto de as chapas de *gousset* não se situarem normalmente nas interfaces com os pilares. Se tal sucedesse, existiria uma maior dissipação de calor para os elementos adjacentes, reduzindo assim a sua incidência sobre as ligações.



Fig. 3.15 – Colapso das vigas Gerber do WTC 5 na zona da ligação. [48]



Fig. 3.16 – Rotura da chapa de *gousset* de ligação com viga Gerber no WTC 5. [48]

3.3.2 Interstate 580

A 29 de Abril de 2007, um viaduto da Interstate 580, em Oakland, California, EUA, ruiu após um incêndio provocado pelo despiste de um camião cisterna (ver Fig. 3.17). O acidente ocorreu num viaduto de uma via cruzada situada a um nível inferior; porém, as chamas e fumo no sentido ascendente (ver Fig. 3.19), que chegaram a atingir 60m de altura, provocaram o sobreaquecimento dos elementos estruturais do viaduto superior, tendo o tabuleiro do viaduto colapsado após 20 minutos de exposição ao fogo. Investigações conduzidas por peritos apontam a plastificação dos parafusos na união entre os pilares e o tabuleiro como a causa estrutural do colapso, como se pode observar na Fig. 3.18, tendo-se verificado que as temperaturas nestes parafusos chegaram a atingir valores entre 900°C e 1000°C.

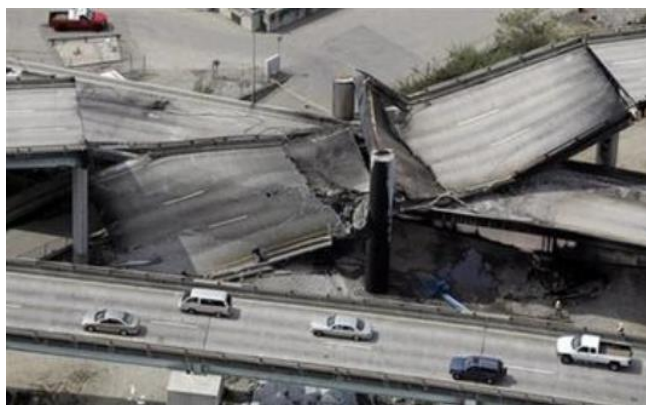


Fig. 3.17 - Colapso de viaduto na Interstate 580. [92]



Fig. 3.18 – Rotura da ligação do tabuleiro aos pilares no viaduto da Interstate 580. [92]



Fig. 3.19 – Incêndio no viaduto inferior ao viaduto da Interstate 580. [92]

3.4 Investigação Experimental Existente

Devido à dificuldade em analisar o comportamento de ligações afetadas por incêndios reais e à variedade dos tipos de ligação utilizados em construção metálica, torna-se necessário o recurso a ensaios experimentais para melhor compreender o comportamento efetivo das ligações sujeitas ao fogo. Neste sub-capítulo é feita uma descrição dos ensaios mais relevantes indicados na literatura, dando relevo às principais ilações destes retiradas. Os ensaios podem classificar-se em dois tipos: isolados ou à escala global. Os ensaios isolados são realizados em estruturas parciais, dentro de fornos de alta temperatura, geralmente com a finalidade de averiguar o comportamento de elementos específicos (*e.g.* parafusos, soldaduras, chapas de extremidade, etc.). Este tipo de ensaio tem a desvantagem de não considerar a rigidez global da estrutura, que, por vezes, pode alterar de forma considerável o comportamento dos diversos elementos. Os ensaios à escala global são realizados em estruturas construídas para o efeito, com elementos do tipo que se pretende estudar. Geralmente, neste tipo de ensaios a estrutura é sujeita a um incêndio real.

3.4.1 Ensaios Isolados

3.4.1.1 Kruppa (1976)

Os primeiros ensaios experimentais com ligações em aço a altas temperaturas foram conduzidos por Kruppa [46], no Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM), em França, com o objetivo de investigar o desempenho de parafusos de alta resistência a

temperaturas elevadas. Foram utilizados nestes ensaios seis tipos de ligação, com diferentes graus de flexibilidade, submetidas a um aumento gradual de temperatura segundo a curva de incêndio padrão ISO 834. Foi colocada uma laje de betão no topo do banzo das vigas por forma a criar uma barreira ao fluxo de calor; contudo, a sua ação estrutural não foi considerada. Os resultados dos ensaios demonstraram que deformações bastante elevadas nos restantes elementos precediam o colapso dos parafusos, o que sugeria: por um lado, um desempenho inferior dos parafusos relativamente aos restantes elementos, que, apesar das elevadas deformações, não colapsaram; por outro lado, que o colapso dos parafusos poderia estar associado a fenómenos de rotação elevada provocados pelas referidas deformações. Não resultaram, no seguimento destes ensaios, quaisquer indicações práticas no que diz respeito ao dimensionamento de ligações.

3.4.1.2 Lawson (1990)

Em 1990, Lawson [49] conduziu uma série de 11 ensaios no Warrington Fire Research Centre, no Reino Unido, com o objetivo de estabelecer regras simples para o dimensionamento de vigas sujeitas à ação do fogo, tendo em consideração o efeito da continuidade viga-pilar. Foram ensaiados três tipos de ligação: chapa de extremidade rasa, chapa de extremidade extendida e dupla cantoneira de alma. Dos 11 ensaios, oito foram em ligação simples e três em ligação mista (ver Tabela 3.1), sendo estes últimos destinados a avaliar a influência que uma laje de betão teria no comportamento global da ligação. Em três dos ensaios, foram estudadas ligações viga-viga; contudo, esses ensaios não produziram resultados conclusivos. Em todos os ensaios foram utilizados elementos com as seguintes dimensões: vigas - 305 x 165 x 40 UB (S275); pilares - 203 x 203 x 52 UC (S275); parafusos - 6 x M20 (classe 8.8); chapas - espessura 12 mm.

Tabela 3.1 - Tipos de ligação utilizados e orientação dos respetivos ensaios. [49]

	Tipo de ligação	Orientação do ensaio
Ligação simples	Chapa de extremidade extendida (2)	Ligação viga-pilar (no banzo do pilar)
	Chapa de extremidade rasa (2)	Ligação viga-pilar (no banzo do pilar)
	Chapa de extremidade rasa (1)	Ligação viga-pilar (na alma do pilar)
	Chapa de extremidade rasa (1)	Ligação viga-viga (na alma da viga)
	Dupla cantoneira de alma (1)	Ligação viga-pilar (no banzo do pilar)
	Dupla cantoneira de alma (1)	Ligação viga-viga (na alma da viga)
Ligação mista	Chapa de extremidade rasa (1)	Ligação viga-pilar (no banzo do pilar)
	Chapa de extremidade rasa (1)	Ligação viga-viga (na alma da viga)

Ligação mista	Dupla cantoneira de alma (1)	Ligação viga-pilar (no banzo do pilar)
---------------	------------------------------	--

NOTA: os algarismos entre parênteses representam o número de ensaios realizados com o respetivo tipo de ligação.

Nalguns ensaios, foram ainda introduzidos de forma discriminada mecanismos de proteção, de modo a avaliar a relevância dos mesmos, nomeadamente: aplicação de proteção ao fogo equivalente a uma duração de 60 minutos nas vigas e pilares, preenchimento da alma dos pilares com blocos de betão leve e aplicação de fibra mineral nalguns elementos. À semelhança dos ensaios anteriores, também estes foram sujeitos a um aumento de temperatura segundo a curva de incêndio padrão ISO 834. A configuração dos ensaios de ligação viga-pilar tem a forma de um crucifixo, com um pilar ao centro e uma viga de cada lado (ver Fig. 3.20). Os carregamentos aplicados variam entre $0.10M_{pl}$ e $0.40M_{pl}$ (M_{pl} – momento plástico da viga).

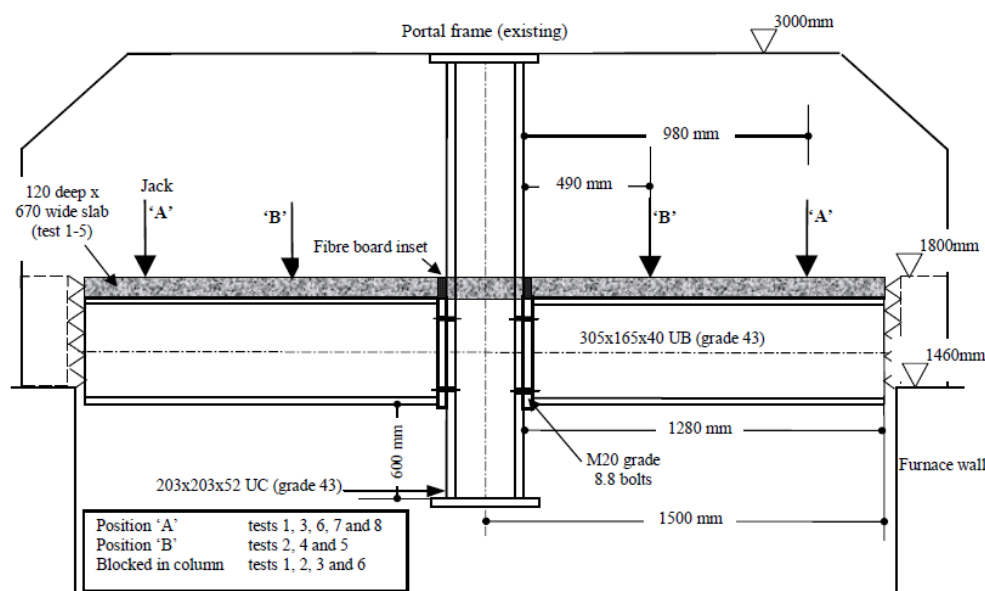


Fig. 3.20- Modelo de ligação viga-pilar em crucifixo utilizado nos ensaios. [49]

Foram medidas as variações de temperatura nos banzos superior e inferior da viga e nos alinhamentos superior e inferior dos parafusos ao longo de cada ensaio. Tal como seria de esperar, as temperaturas no banzo superior da viga e no alinhamento superior dos parafusos são bastante inferiores às registadas no banzo inferior e no alinhamento de parafusos inferior. A temperatura máxima verificada no banzo inferior da viga situa-se entre 650° e 750°, a dos parafusos dos alinhamentos inferiores situa-se entre 550° e 650° e a dos parafusos dos alinhamentos superiores entre 400° e 550°. Na Fig. 3.21 está representada a evolução da temperatura numa ligação com chapa de extremidade extendida. Em cada ensaio, foi medida também a evolução da rotação verificada ao nível da ligação, para os diferentes carregamentos aplicados (ver Fig. 3.22).

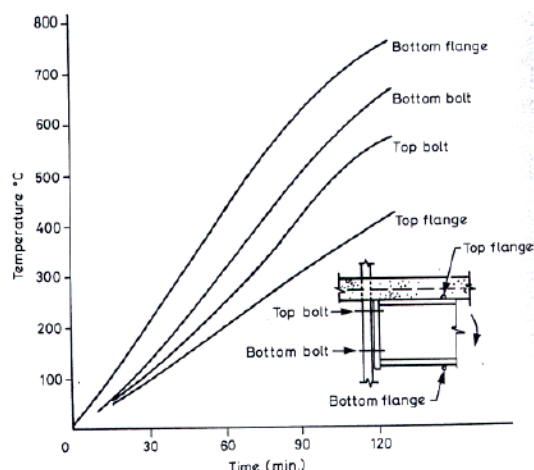


Fig. 3.21 – Evolução da temperatura em ensaio de ligação mista com chapa de extremidade rasa. [49]

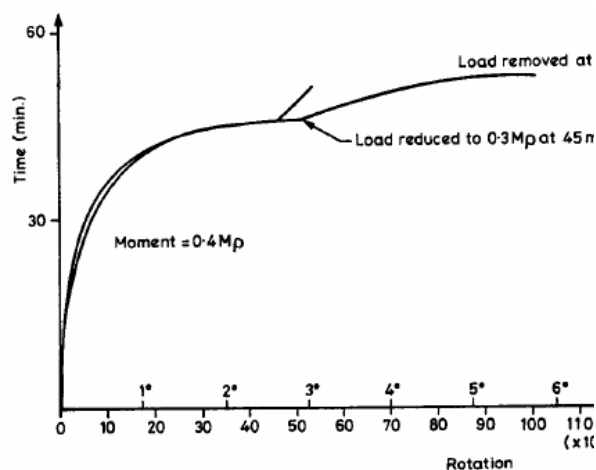


Fig. 3.22 – Rotação da ligação em ensaio de ligação mista com chapa de extremidade rasa. [49]

Os ensaios demonstraram que este tipo de ligações, quando sujeitas ao fogo, conseguem resistir a momentos elevados, tendo-se constatado que cerca de dois terços da capacidade resistente à temperatura ambiente foram preservados nas ligações ensaiadas. O colapso das ligações deveu-se às elevadas deformações nas chapas de extremidade. Os parafusos também apresentaram uma resistência elevada, não mostrando susceptibilidade de rotura prematura. A rotação medida ao nível da ligação não ultrapassou 6° em qualquer dos ensaios. Lawson sugere também que as ligações mistas têm melhor comportamento que as ligações exclusivamente metálicas, devido ao contributo da laje para a resistência à flexão e ao seu efeito retardador no aquecimento dos elementos de ligação. Os resultados destes ensaios, sendo limitados em termos de dados, não possibilitaram uma descrição do comportamento das ligações numa relação momento-rotação-temperatura.

3.4.1.3 Leston-Jones (1997)

Em 1997, foi desenvolvido um programa de investigação na Universidade de Sheffield, no Reino Unido, em colaboração com o Building Research Establishment e com o Steel Construction Institute, com o objetivo de estabelecer relações momento-rotação-temperatura para vários tipos de ligação utilizados industrialmente. Este programa foi dividido em duas fases: na primeira fase, conduzida por Leston-Jones [53], foi investigado o comportamento de ligações com chapa de extremidade rasa; na segunda fase, conduzida por Al-Jabri [4], alargou-se o âmbito do estudo, de modo a incluir parâmetros como o tamanho e espessura dos elementos, o tipo de ligação, as características da laje e o tipo de mecanismo de colapso (ver 3.4.1.4).

Na primeira fase do programa, Leston-Jones conduziu uma série de 11 ensaios, dois dos quais à temperatura ambiente, em ligações simples e mistas. Apenas foram ensaiadas ligações com chapa de extremidade rasa (ver Fig. 3.23), numa configuração em crucifixo (ver Fig. 3.24), visto tratar-se de um tipo de ligação muito utilizado em construção metálica. Os ensaios foram realizados num forno próprio para o efeito e a temperatura foi aumentada de forma lenta e uniforme. Foram restringidos os movimentos das vigas e do pilar na direção horizontal, mas não na direção vertical. De modo a reproduzir adequadamente as condições de distribuição de temperatura na ligação numa situação real, em cinco dos nove ensaios realizados a temperaturas elevadas foi colocado em torno do banzo superior da viga um tapete de fibra cerâmica com 50mm de espessura, para simular o efeito de uma laje de betão com 120mm de espessura. Os restantes quatro ensaios foram realizados em estruturas simples. O carregamento aplicado foi mantido constante ao longo de cada ensaio, tendo-se procedido a um aumento gradual de temperatura a uma velocidade de 10°C por minuto. Foram utilizados elementos com as seguintes dimensões: vigas – 254 x 102 x 22 UB (S275); pilar – 152 x 152 x 23 UC (S275); parafusos – 6 x M16 (8.8); chapas – espessura 12 mm.

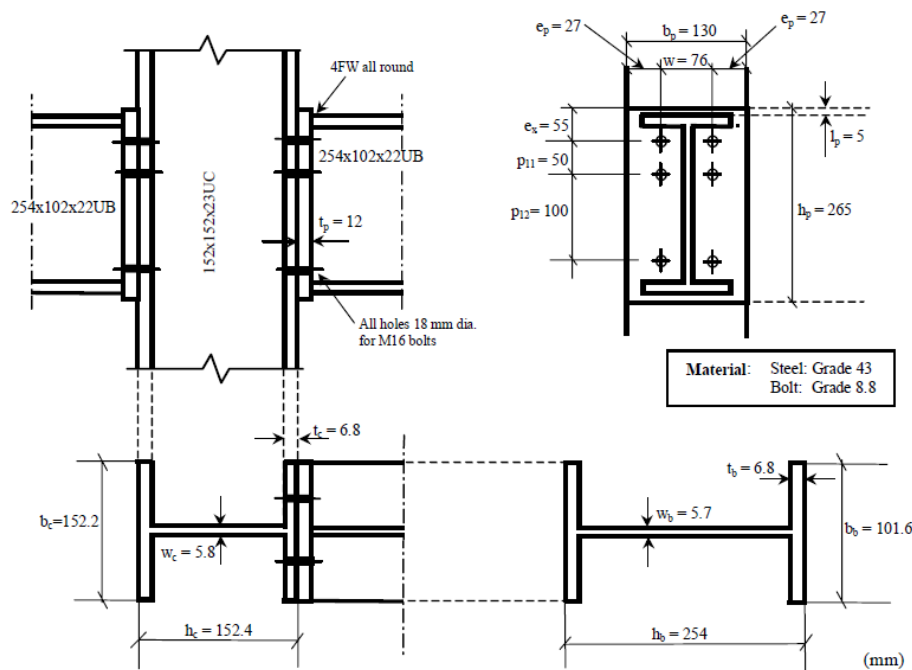


Fig. 3.23 – Características de uma ligação viga-pilar ensaiada. [79]

Os resultados dos dois testes realizados à temperatura ambiente mostraram uma elevada deformação na alma e no banzo do pilar nas zonas de compressão e de tração, respetivamente. As vigas, parafusos e chapas de extremidade não sofreram deformações significativas. As ligações resistiram a momentos superiores a 30 kNm. Nos ensaios a temperaturas elevadas, verificou-se uma variação aproximadamente linear da temperatura ao longo da ligação. Os modos de rotura nestes ensaios foram semelhantes aos dos ensaios à temperatura ambiente; no

entanto, verificou-se um decréscimo gradual da rigidez e da capacidade resistente da ligação com o aumento da temperatura. Os resultados desta experiência permitiram também a comparação com os resultados dos ensaios à temperatura ambiente realizados anteriormente por Davison [30]. Nos ensaios de Leston-Jones, a temperatura crítica situa-se entre 500°C e 600°C, a partir da qual a ligação sofre uma diminuição abrupta da sua capacidade resistente, verificada através de um rápido aumento da rotação. Apesar destes ensaios terem produzido resultados importantes, é preciso ter em consideração que o aumento gradual e uniforme de temperatura que foi aplicado ao modelo não é representativo do aumento de temperatura observado numa situação de incêndio real.

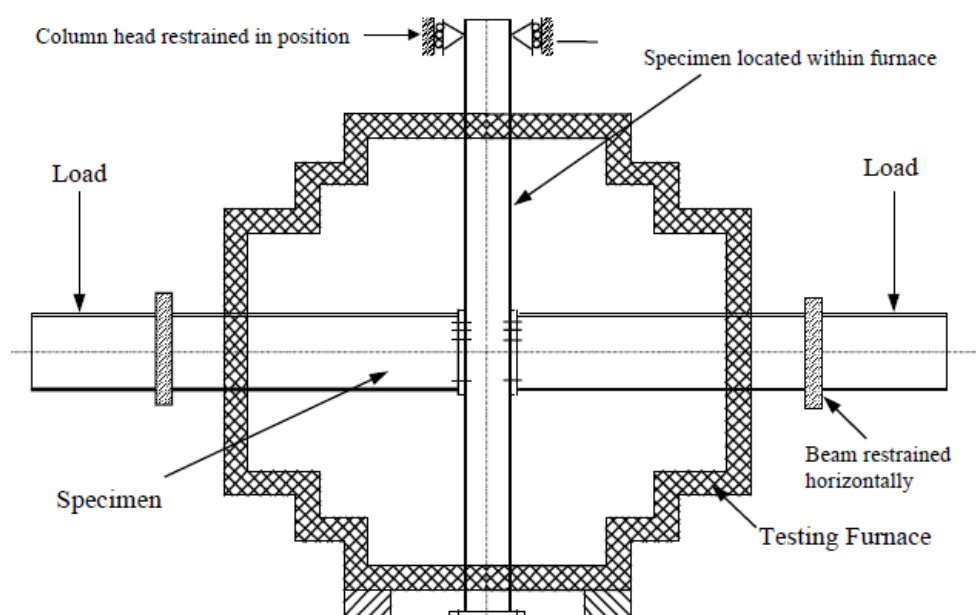


Fig. 3.24 – Configuração esquemática dos ensaios. [2]

3.4.1.4 Al-Jabri (1997)

No seguimento do programa de investigação desenvolvido na Universidade de Sheffield por Leston-Jones (ver 3.4.1.3), Al-Jabri [7] conduziu a segunda fase de ensaios. O objetivo desta experiência era desenvolver um método que permitisse simular o comportamento das ligações a temperaturas elevadas, partindo do conhecimento existente relativo ao seu comportamento à temperatura ambiente. Foram utilizadas ligações com chapa de extremidade rasa e com chapa de extremidade flexível, e foram introduzidas algumas variações de parâmetros cuja influência no comportamento das ligações a temperaturas elevadas se pretendia avaliar, nomeadamente alteraram-se as dimensões das vigas e pilares, a espessura e tipo da chapa de extremidade e a quantidade e tipo de parafusos. Foram efetuados 20 ensaios, dois dos quais à temperatura

ambiente. Os 18 ensaios a temperaturas elevadas foram divididos em cinco grupos. O primeiro grupo serviu apenas para comparar os resultados desta experiência com os resultados dos ensaios de Leston-Jones. Nos grupos 2 e 3, as ligações foram construídas à semelhança das ligações utilizadas nos ensaios à escala global no laboratório de Cardington, que serão abordados mais à frente neste capítulo (ver 3.4.2.1). Os grupos 4 e 5 são compostos por ligações mistas. Na Fig. 3.25 está representado o tipo de ligação utilizado no grupo 4. Para cada grupo foram realizados vários ensaios com diferentes carregamentos, como indicado na Tabela 3.3. O arranjo esquemático destes ensaios é semelhante ao dos ensaios da primeira fase (ver Fig. 3.24). Todos os ensaios foram realizados em ligações viga-pilar executadas no banzo do pilar. Na Tabela 3.2 são apresentados os parâmetros relativos a cada ensaio.

Tabela 3.2 – Características das ligações ensaiadas. [4]

	Grupo	Tipo de ligação	Vigas	Pilar	Parafusos	Espessura da chapa (mm)
Ligação simples	1	Chapa de extremidade rasa (4)	254x102x22 UB (S275)	152x152x23 UC (S275)	6 x M16 (classe 8.8)	8
	2	Chapa de extremidade rasa (4)	356x171x51 UB (S355)	254x254x89 UC (S355)	8 x M20 (classe 8.8)	10
	3	Chapa de extremidade flexível (3)	356x171x51 UB (S355)	254x254x89 UC (S355)	8 x M20 (classe 8.8)	8
Ligação mista	4	Chapa de extremidade flexível (4)	356x171x51 UB (S355)	254x254x89 UC (S355)	8 x M20 (classe 8.8)	8
	5	Chapa de extremidade flexível (3)	610x229x101 UB (S275)	305x305x137 UC (S275)	14 x M20 (classe 8.8)	10

NOTA: os algarismos entre parênteses representam o número de ensaios realizados com o respetivo tipo de ligação.

Tabela 3.3 – Carregamentos aplicados em cada ensaio. [4]

Grupo	Momento (kNm)
1	$M_1=4$; $M_2=8$; $M_3=13$; $M_4=17$
2	$M_1=27$; $M_2=56$; $M_3=82$; $M_4=110$
3	$M_1=8$; $M_2=16$; $M_3=40$
4	$M_1=34$; $M_2=46$; $M_3=62$; $M_4=82$
5	$M_1=47$; $M_2=80$; $M_3=134$; $M_4=180$

Dos resultados dos ensaios verificou-se que nos grupos 1, 2 e 3 não existiram diferenças significativas entre as temperaturas dos diferentes elementos. Nos grupos 4 e 5, em ligação mista, já se verificaram temperaturas bastante inferiores nos elementos mais próximos da laje, como o banzo superior da viga e os parafusos do alinhamento superior, com uma redução entre

20 e 30%. Tal fenómeno, também verificado nos ensaios de Lawson, deveu-se à ação da laje de betão como dissipador de calor e escudo à radiação, melhorando assim o desempenho da ligação. Os modos de rotura observados também variaram consideravelmente entre os diferentes grupos. No grupo 1, verificou-se uma deformação localizada no topo da chapa, particularmente em torno dos parafusos superiores, bem como no banzo do pilar. A alma do pilar apresentou sinais de encurvadura. No grupo 2, também se observou uma deformação localizada no topo da chapa. Houve escorregamento dos parafusos na zona de tração, provavelmente devido à fusão das nervuras da parte roscada (ver Fig. 3.27 - a) e b)). Nos ensaios com carregamentos mais elevados, verificou-se uma linha de rotura ao longo da zona soldada, tanto na alma como no banzo superior da viga.

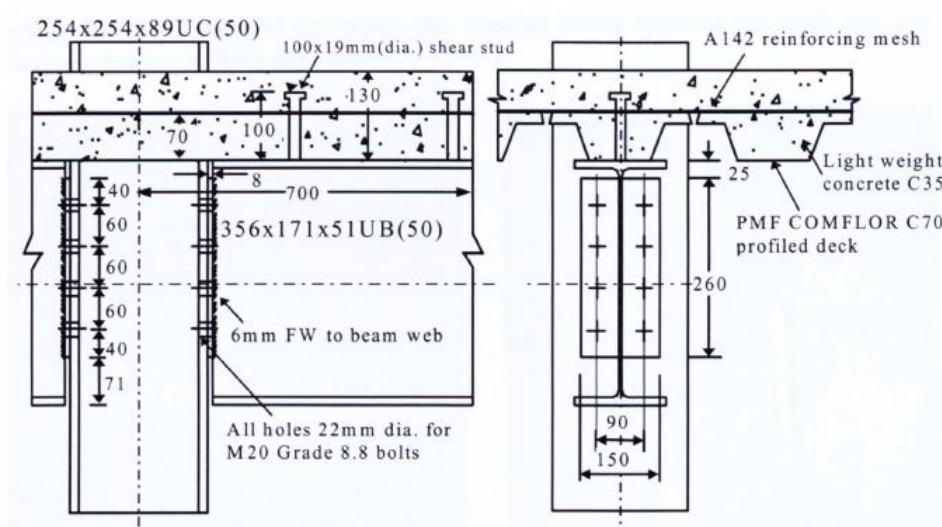


Fig. 3.25 – Ligação mista com chapa de extremidade flexível. [4]



a)



b)

Fig. 3.26 – a) Deformação da chapa de extremidade em ensaio do grupo 3; b) Laje mista ensaiada nos grupos 4 e 5. [4]

No grupo 3, a chapa de extremidade sofreu deformações significativas, tendo ficado o banzo inferior da viga em contacto com o banzo do pilar, como ilustrado na Fig. 3.26 – a). Nos grupos 4 e 5, a laje de betão separou-se da viga devido à rotura dos conetores, também estes danificados pela ação da temperatura; porém, este fenómeno deveu-se provavelmente às reduzidas dimensões da laje utilizada no ensaio ($1200 \times 1400 \text{ mm}^2$), que serviu apenas para cobrir a ligação (ver Fig. 3.26 – b)), e, conseqüentemente, ao reduzido número de conetores. Não é expectável a ocorrência deste fenómeno numa laje real. Após o colapso da laje, verificou-se uma rápida degradação na resistência da ligação, tendo esta acabado por colapsar devido à rotura da chapa de extremidade.

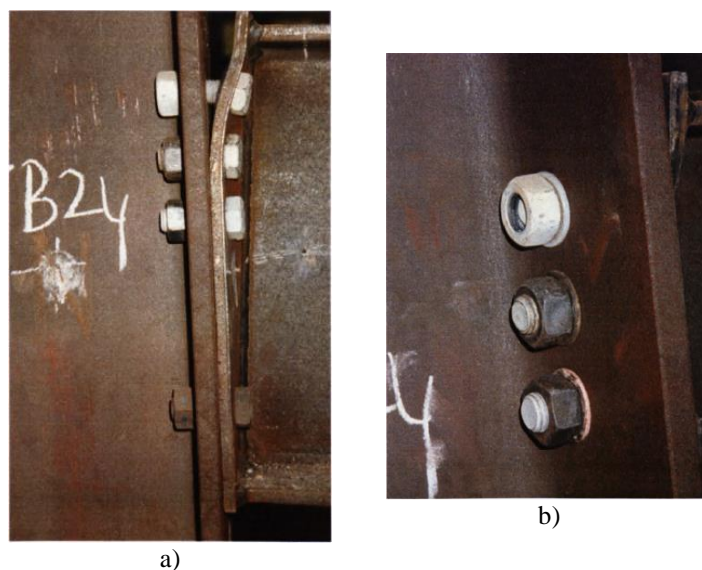


Fig. 3.27 – Escorregamento dos parafusos em ensaio do grupo 2. [4]

Estes ensaios produziram dados bastante importantes para outros investigadores, em especial para os que desenvolveram posteriormente modelos numéricos de simulação, que puderam deste modo comparar os resultados dos ensaios com os dos modelos propostos. Cada grupo de ensaio permitiu o estabelecimento de curvas momento-rotação-temperatura para os tipos de ligação analisados (ver 4.1).

3.4.1.5 Allam *et al.* (1998)

Em 1998, as Universidades de Sheffield e de Manchester desenvolveram em conjunto um programa de investigação conduzido por Allam *et al.* [12], com o objetivo de avaliar o efeito da restrição à dilatação térmica de vigas não-protegidas conferido por pilares protegidos e pelas vigas adjacentes, encontrando-se estas últimas à temperatura ambiente. Pretendia-se também avaliar o efeito de diferentes tipos de ligação na temperatura de colapso para diferentes carregamentos. Este trabalho incluiu uma componente numérica e uma componente experimental. Os resultados de ambas as componentes foram posteriormente comparados com

os dos ensaios no edifício Cardington, descritos em 3.4.2.1. No total, foram realizados 25 ensaios em estruturas de aço bidimensionais, tendo-se utilizado dois tipos de ligação: chapa de extremidade rasa e dupla cantoneira de alma, sujeitas a diferentes carregamentos (20%, 50% e 70% do momento resistente da viga) e a três níveis de restrição horizontal (através de molas com rigidez de 8 kN/m, 32 kN/m e 64 kN/m). Foram utilizadas vigas 178x102x19UB e pilares 152x152x30UC, ambos de aço S275. Estes ensaios assentam numa abordagem bidimensional cuja configuração se pode observar nas Figs. 3.28 e 3.29 .

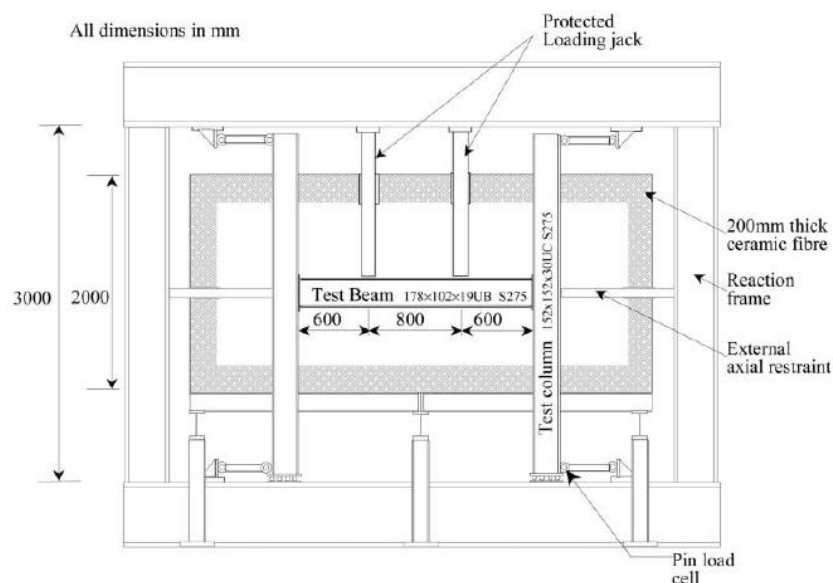


Fig. 3.28 – Configuração dos ensaios – vista em alçado. [55]

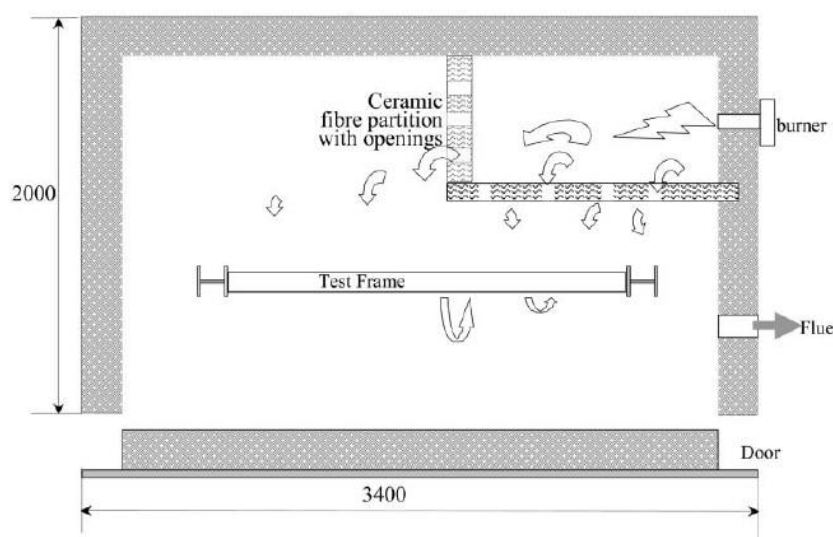


Fig. 3.29 – Configuração dos ensaios – vista em planta. [55]

O aparecimento de deformações elevadas em vigas metálicas é um fenómeno frequentemente percecionado como indicativo de um colapso iminente. Porém, este estudo sugere que as deformações em vigas restringidas axialmente poderão ser bastante superiores aos valores limite

recomendados nas diversas normas sem comprometer a integridade global da estrutura. Estas deformações são em geral atribuídas à expansão térmica da viga que, por estar restringida, não se pode alongar livremente, como se pode observar na Fig. 3.31. Na fase mais avançada de um incêndio, a viga toma a forma de uma catenária e atua como um cabo suspenso, não sofrendo deformações relevantes a partir deste ponto.



Fig. 3.30 – Deformação da viga – efeito de catenária. [12]

O grau de restrição axial pode ter uma influência considerável no comportamento da viga a temperaturas elevadas, nomeadamente na sua deformação. Quanto maior for a rigidez horizontal, maior será a capacidade da viga para evitar o colapso com deformações inferiores. Na fase inicial do aquecimento, a estrutura circundante oferece bastante resistência à expansão da viga. A deformação inicial ocorre devido ao efeito da restrição axial em conjunto com a variação térmica ao longo da secção transversal da viga, que está sujeita a um aquecimento mais célere na zona inferior, o qual, por sua vez, provoca um alongamento maior das fibras dessa zona.

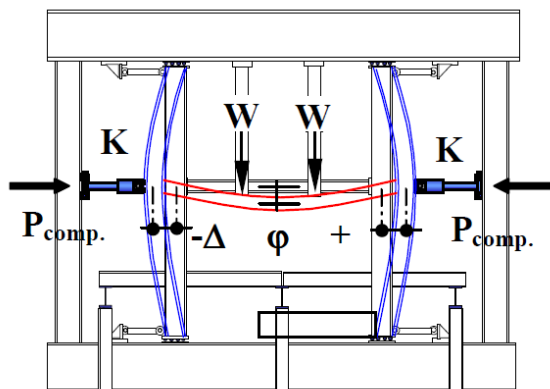


Fig. 3.31 – Expansão térmica da viga. [12]

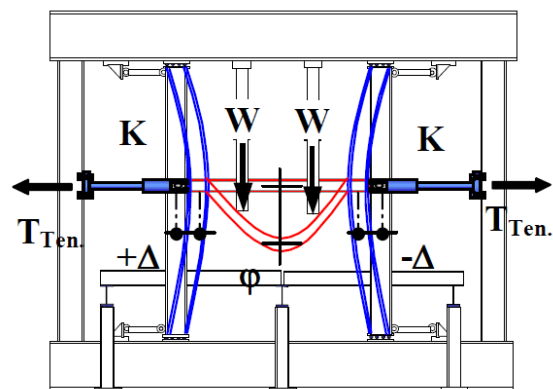


Fig. 3.32 – Viga em catenária. [12]

A partir de 350°C, a rigidez do aço diminui substancialmente, podendo a viga ficar sujeita a grandes deformações dependendo do carregamento aplicado. Contudo, este efeito é atenuado pelo efeito de catenária, que, funcionando como um cabo preso à restante estrutura, possibilita uma redistribuição dos esforços, como se pode observar nas Figs. 3.30 e 3.32. O estado de tensão associado a uma viga sujeita simultaneamente a um efeito de catenária e a uma variação diferencial de temperatura é único para um determinado nível de deformação, dependendo de fatores como a distribuição de temperatura nos diferentes elementos, as propriedades dos materiais, as condições de fronteira e o carregamento aplicado.

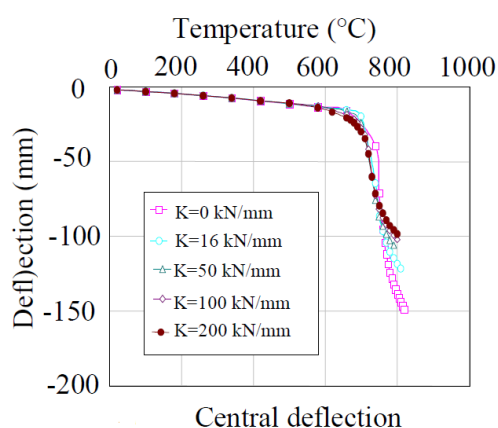


Fig. 3.33 – Curvas temperatura-deformação para diferentes graus de rigidez. [12]

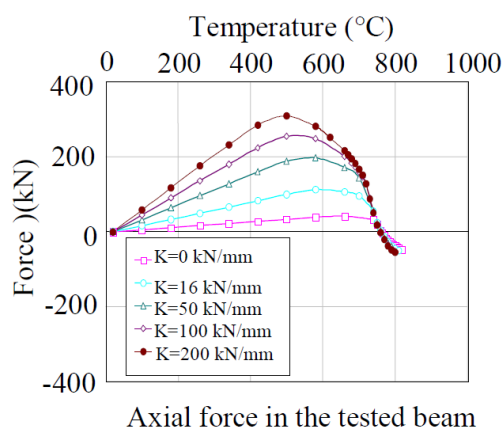


Fig. 3.34 - Curvas temperatura-compressão axial para diferentes graus de rigidez. [12]

Na Fig. 3.33, pode observar-se que a viga resiste até aproximadamente 700°C sem deformações relevantes provocadas pelo efeito da ação em catenária. Na Fig. 3.34 verifica-se que a viga passa por um estado inicial de compressão, devido à expansão térmica, que aumenta até aproximadamente 500°C, diminuindo gradualmente após este pico à medida que a viga em suspensão começa a adquirir a forma de uma catenária. Atingem-se esforços de tração após 700°C, ficando a viga a funcionar como um cabo a partir dessa temperatura.

3.4.2 Ensaios à Escala Global

Durante mais de meio século, os ensaios isolados foram prática comum na avaliação do comportamento de elementos estruturais sujeitos à ação do fogo. Porém, a comunidade científica tem-se deparado com diversos problemas inerentes a este tipo de ensaio, nomeadamente o menosprezo da resistência e restrições impostas por elementos adjacentes, bem como o facto de o aumento de temperatura geralmente introduzido nos ensaios isolados não reproduzir as condições reais de um incêndio. Por este motivo, o recurso a ensaios a grande escala para avaliar o comportamento global de estruturas é bastante vantajoso. Em contrapartida, estes ensaios têm custos substancialmente mais elevados, estando geralmente

associados a programas de investigação de grande dimensão. Os ensaios à escala global realizados no laboratório de Cardington, que se apresentam de seguida, deram um contributo inestimável para o conhecimento do comportamento de estruturas metálicas numa situação real de incêndio.

3.4.2.1 Ensaios no Laboratório de Cardington (1995-1996)

O Building Research Establishment e a British Steel realizaram uma série de ensaios [63][83] num edifício de oito pisos construído especialmente para o efeito, no laboratório de Cardington, no Reino Unido. Foram utilizadas ligações com chapa de extremidade flexível na união das vigas primárias ao pilar e ligações com chapa de *gousset* na união das vigas secundárias às vigas primárias. Foram realizados os seguintes seis ensaios:

1. Ensaio em viga restringida – Com uma área aquecida de $8 \times 3 \text{ m}^2$ no 7º piso, este ensaio pretende avaliar o comportamento de uma viga secundária não protegida, com 9m de comprimento, do tipo 305x165UB40, restringida axialmente. A fonte de calor utilizada foi um forno a gás instalado debaixo da viga.
2. Ensaio ao longo de um pórtico – Este ensaio abrange uma área de $21 \times 2,5 \text{ m}^2$ e estende-se ao longo de três vãos de vigas primárias no 4º piso. Neste ensaio foi também utilizado um forno a gás para aquecer os elementos.
3. Ensaio de canto 1 – Este ensaio é realizado numa área de $10 \times 3 \text{ m}^2$ num dos cantos do segundo piso, compartimentado por paredes constituídas por blocos de betão leve. As vigas exteriores e pilares estão protegidos, mas as vigas interiores não receberam qualquer proteção anti-fogo. A fonte de aquecimento neste ensaio foi um incêndio ateado em móveis de madeira com uma densidade de 45 Kg/m^2 .
4. Ensaio de canto 2 – Este ensaio é realizado numa área de $9 \times 6 \text{ m}^2$ compartimentada por chapas resistentes ao fogo, situada num dos cantos do 3º piso. Os pilares receberam proteção anti-fogo, mas as vigas exteriores e interiores não. À semelhança do ensaio 3, a fonte de aquecimento neste ensaio foi material de madeira em chamas, com uma densidade de 45 Kg/m^2 .
5. Ensaio em compartimento amplo – Neste ensaio, a zona de incêndio é delimitada por paredes com proteção anti-fogo, compreendendo uma área de $21 \times 18 \text{ m}^2$. Mais uma vez, a fonte de aquecimento foi madeira em chamas, com uma densidade de 40 Kg/m^2 .

6. Ensaio em escritório-tipo – Este ensaio pretende reproduzir o incêndio num escritório. Para tal, utilizou-se como material combustível papel e mobílias de escritório em madeira, com uma densidade de 45Kg/m^2 . A área afetada pelas chamas é de $18 \times 10\text{m}^2$. Os pilares e as ligações viga-pilar receberam proteção contra o fogo, enquanto as vigas primárias e secundárias ficaram desprotegidas.

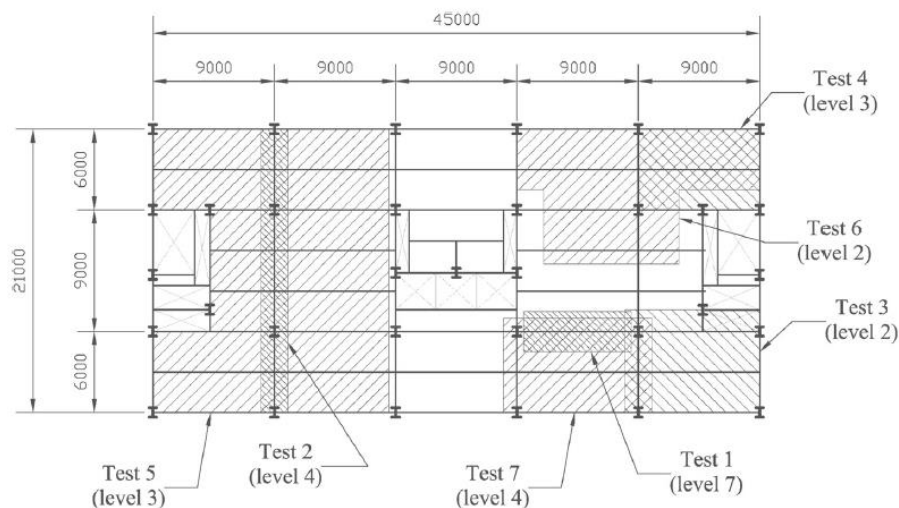


Fig. 3.35 – Planta da localização dos ensaios. [19]

Neste conjunto de ensaios, observou-se que:

- As vigas não apresentaram sinais de colapso, apesar de terem sofrido deformações elevadas, como é visível na Fig. 3.36.
- As ligações estiveram sujeitas a esforços de tração bastante elevados devido à ação da viga em catenária. As ligações com chapa de *gousset* colapsaram devido aos esforços de corte nos parafusos (ver Fig. 3.38). As ligações com chapa de extremidade flexível apresentaram linhas de rotura ao longo da soldadura, geralmente apenas num dos lados, como se pode observar na Fig. 3.39. Ambos os fenómenos ocorreram durante a fase de arrefecimento, o que não se verificou nos ensaios isolados. Assim, são necessárias investigações futuras para compreender melhor o comportamento dos vários elementos da ligação durante a fase de arrefecimento, em que se dá uma contração axial da viga.
- A temperatura do banzo inferior da viga foi superior em aproximadamente 200°C à temperatura média da ligação durante a fase de aquecimento. O alinhamento inferior de parafusos apresentou temperaturas superiores às do alinhamento superior, e a chapa de extremidade apresentou temperaturas superiores a ambos os alinhamentos de parafusos ao mesmo nível.
- As vigas apresentaram deformações elevadas no banzo inferior e na zona inferior da alma (ver Fig. 3.37), que resultaram dos esforços de compressão devidos à expansão axial da viga durante a fase de aquecimento. Tais esforços foram maximizados pela

rigidez conferida pela estrutura dos compartimentos adjacentes, que não esteve sujeita a temperaturas elevadas.



Fig. 3.36 – Deformação das vigas no 5º ensaio. [25]



Fig. 3.37 – Deformação do banzo inferior da viga na zona junto ao pilar. [25]



Fig. 3.38 – Modo de rotura de ligação com chapa de gousset. [25]



Fig. 3.39 - Modo de rotura de ligação com chapa de extremidade flexível. [25]

3.5 Aspetos Relevantes

3.5.1 Comportamento das Ligações e Integridade Estrutural

As ligações viga-pilar transmitem os esforços da laje e das vigas para os pilares, pelo que podem estar sujeitas a esforços de tração, compressão, corte, flexão e torção. Em análises bidimensionais, os esforços de torção em ligações mistas são geralmente ignorados devido às restrições impostas pela laje, que se assume ter um comportamento simétrico. Tal assunção tem sido corroborada, tanto por ensaios experimentais como por estudos em modelos

tridimensionais. Em ligações com chapa de extremidade rasa ou estendida, a flexão é o esforço dominante à temperatura ambiente; porém, à medida que a temperatura aumenta, a ligação perde a sua capacidade de resistência à flexão, tornando-se a tração (nos parafusos) o esforço mais significativo. Em ligações com chapa de *gousset*, os esforços de corte são determinantes em qualquer circunstância, tendo estas ligações apresentado consistentemente o corte dos parafusos e o esmagamento da chapa como modo de rotura. Desempenhando um papel fulcral na transmissão de esforços entre elementos estruturais, as ligações deverão possuir as características necessárias para o efeito. A ductilidade e resistência dos elementos da ligação, que se traduzem em diferentes graus de flexibilidade e capacidade de rotação, permitem que, num cenário de incêndio, as deformações ocorram de forma gradual, sem que ocorra um colapso inesperado.

3.5.2 Comportamento das Vigas e Ação em Catenária

O comportamento das vigas em situação de incêndio é caracterizado por uma expansão axial inicial, entre 100°C e 400°C, que, dependendo da rigidez da restante estrutura, poderá ou não provocar deformações significativas nos elementos adjacentes. Caso a rigidez dos pilares seja elevada, a viga começará a encurvar mais cedo no sentido descendente, devido aos elevados esforços de compressão nela instalados. Por ação do peso próprio e dos carregamentos aplicados, a viga evolui para uma configuração em catenária, dando os esforços de compressão lugar a esforços de tração (geralmente após 400°C), os quais, por sua vez, terão uma incidência significativa nos elementos da ligação. Nesta situação, a viga atua como um cabo suspenso, sem qualquer resistência à flexão, o que significa que os esforços foram transmitidos na totalidade para os elementos da ligação através do esforço axial. Caso as ligações, que em situação de incêndio estão sujeitas a temperaturas inferiores às da viga, estejam dimensionadas para tal contingência, o tempo de vida da estrutura poderá ser significativamente aumentado.

3.5.3 Interação com a Estrutura Adjacente

Um dos aspetos menos compreendidos em ligações resistentes ao fogo é a sua interação com a estrutura adjacente. Fenómenos como a restrição à expansão térmica de um dado elemento, sujeito a um aumento de temperatura, dependem das características dos elementos adjacentes, que poderão ter diferentes níveis de degradação devido ao incêndio. A realização de ensaios à escala global permite avaliar com algum rigor a interação dos elementos numa dada zona do edifício, livre ou compartimentada, e a restante estrutura. Porém, devido aos custos associados a este tipo de ensaio, a sua realização é bastante rara, sendo os ensaios de Cardington (ver 3.4.2.1), dos poucos ensaios à escala global em estrutura metálica sujeita ao fogo realizados até hoje. Em ensaios isolados, pode simular-se, simplificadamente, a rigidez lateral de um pórtico

através de restrições à expansão axial da viga; contudo, tais restrições carecem de várias características inerentes a uma estrutura real. Para além disso, os ensaios isolados assentam numa análise bidimensional, o que exclui automaticamente movimentos de torção na viga e deslocamentos segundo o plano transversal (horizontal). Para uma melhor compreensão dos efeitos da continuidade estrutural em situação de incêndio, recomenda-se a consulta de [4].

Outro fenómeno importante na interação com a estrutura global é a redistribuição de esforços que ocorre inevitavelmente à medida que as deformações aumentam. O grau de redundância da estrutura tem um papel fundamental nessa redistribuição, sendo que os elementos degradados pela ação do fogo tendem a transferir parte ou, em caso de rotura, a totalidade dos seus esforços para outros elementos mais robustos ou menos afetados pelo incêndio. A implementação de critérios bem definidos no que diz respeito à redundância tem especial importância na prevenção de uma situação de colapso progressivo.

Apesar da escassa investigação experimental no que diz respeito à interação global entre elementos, diversos estudos numéricos apresentam fortes indícios de uma melhoria significativa do comportamento das ligações, bem como de toda a estrutura, devido aos efeitos da continuidade.

3.5.4 Fase de Arrefecimento

Quando o incêndio entra em fase de declínio, a temperatura dos elementos diminui, o que, por sua vez, leva à contração de alguns elementos expandidos. Este fenómeno é particularmente evidente nas vigas, que, devido às suas dimensões, sofrem extensões bastante elevadas na fase de aquecimento. Considerando uma viga em catenária, onde a força de tração aplicada à ligação já é bastante elevada antes do incêndio entrar na fase de declínio, torna-se necessário ter em consideração o acréscimo nos esforços de tração provocado pela contração da viga, bem como de alguns dos elementos da ligação como é caso os parafusos, apesar destes, devido às suas reduzidas dimensões, não sofrerem deformações tão elevadas. Verificou-se a ocorrência deste fenómeno nos ensaios de Cardington; no entanto, os efeitos da diminuição da temperatura em elementos previamente expostos ao fogo carecem de estudos experimentais e numéricos que os caracterizem de forma satisfatória.

3.5.5 Colapso Progressivo

O colapso progressivo é provocado pela rotura de um elemento, ou conjunto reduzido de elementos, que desencadeia uma sequência de roturas em outros elementos, levando à ruína total ou parcial do edifício. O dano final causado por este tipo de colapso é desproporcional,

tendo em consideração as dimensões do elemento que falhou em primeiro lugar. De um modo geral, o colapso progressivo ocorre em situações extremas, como sejam os casos de um sismo, um incêndio, um acidente de viação, ou uma explosão. Um exemplo bem conhecido de um colapso progressivo é o das torres gémeas do World Trade Center, em que ocorreram duas situações extremas correlacionadas: o impacto inicial das aeronaves e o subsequente incêndio deflagrado. Segundo o relatório oficial dos incidentes [82], ambas as torres tiveram um colapso semelhante, que se deveu a uma combinação dos dois fatores referidos. O impacto dos aviões destruiu grande parte dos pilares do núcleo central dos edifícios, redistribuindo assim os esforços axiais pelos pilares remanescentes do núcleo e pelos pilares do perímetro exterior. A ação isolada do impacto não foi suficiente para provocar o colapso global do edifício; porém, os pilares remanescentes, sobrecarregados após o impacto, não resistiram aos efeitos da temperatura e acabaram por colapsar. As ligações são frequentemente o primeiro elemento estrutural a colapsar num cenário de incêndio, como foi o caso da torre 5 do World Trade Center, descrito em 3.3.1, em que a rotura das chapas de *gousset* deu origem ao colapso progressivo que afetou parte da estrutura.

4 . Métodos de Cálculo de Ligações em Aço a Temperaturas Elevadas

Neste capítulo, são apresentados os principais métodos de cálculo de ligações a temperaturas elevadas indicados na literatura. Estes métodos foram desenvolvidos sobretudo para simular o comportamento de ligações viga-pilar; no entanto, a sua utilização pode abranger também outros tipos de ligação, desde que sejam respeitados os princípios de cálculo implementados e alterados os devidos parâmetros. São abordados o método das curvas paramétricas, o método dos elementos finitos, o método das componentes e o método das redes neuronais artificiais.

4.1 Método das Curvas Paramétricas

Este método consiste na utilização de expressões analíticas, desenvolvidas inicialmente para o cálculo de ligações à temperatura ambiente, geralmente representadas sob a forma de curvas paramétricas momento-rotação-temperatura. Uma curva paramétrica pode ser linear, bi-linear [54][78], tri-linear [62], polinomial [85][37], em *B-spline* ou exponencial, conforme melhor se adequar às características de uma determinada ligação. Na Fig. 4.1 está representado um gráfico com vários tipos de curva paramétrica. Nos primeiros modelos desenvolvidos para representar as características das ligações à temperatura ambiente, partiu-se do princípio que o comportamento era elástico linear ao longo de toda a rotação, sendo a resposta global elástica. Porém, o comportamento das ligações é bastante mais complexo, devido à sua geometria e interação entre diferentes elementos (*e.g.* parafusos, chapas de extremidade, soldaduras, laje, etc.), tendo com frequência uma evolução não-linear. Existem diferentes formas de representar este comportamento, com maior ou menor grau de complexidade. Em geral, curvas paramétricas simples, como sejam funções bi-lineares, tri-lineares e multi-lineares [71], são suficientes para descrever analiticamente o comportamento da maioria das ligações. Todavia, em modelos de análise mais elaborados, como na análise global de uma estrutura, onde o comportamento das ligações é representado sob a forma de molas rotacionais, são geralmente utilizadas funções do tipo *B-spline* [43]. Existem outros modelos propostos, que recorrem a funções exponenciais [27][61] e que se aproximam bastante dos anteriores, tendo já sido desenvolvidos modelos mais

refinados [44] de modo a incluir diversos parâmetros, como ciclos de carga e descarga para toda a amplitude de rotação.

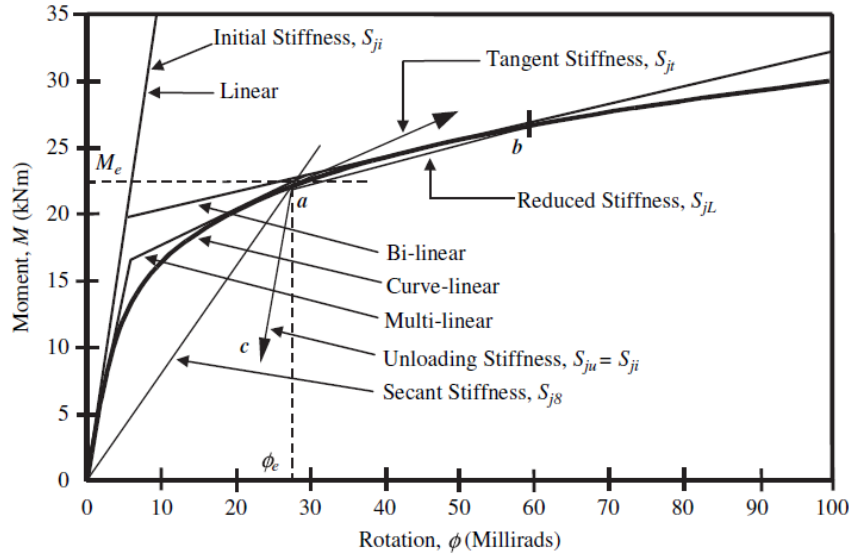


Fig. 4.1 –Tipos de curvas paramétricas. [52]

À medida que a temperatura aumenta, o comportamento da ligação torna-se cada vez menos linear; por esse motivo, é necessário especial cuidado aquando da escolha do tipo de função a utilizar. Em geral, as curvas paramétricas simples representam de um modo conservativo o comportamento das ligações.

De forma a representar os resultados dos ensaios por si conduzidos em ligações a temperaturas elevadas (ver 3.4.1.4), Al-Jabri [10] efetuou alterações à expressão desenvolvida por Ramberg–Osgood [73][32] para ligações à temperatura ambiente, tendo obtido a seguinte relação modificada:

$$\phi = \frac{M}{A} + 0.01 \left(\frac{M}{B} \right)^n \quad (4.1)$$

Em que:

ϕ – Rotação da ligação (mrad);

M – Momento aplicado à ligação (kNm).

Termos que variam com a temperatura:

A – Parâmetro que representa a rigidez da ligação;

B – Parâmetro que representa a resistência da ligação;

n – Expoente que depende do tipo de curva utilizada.

Para cada um dos cinco grupos de ensaios efetuados por Al-Jabri, com diferentes carregamentos e diferentes tipos de ligação, foram desenvolvidas curvas paramétricas momento-rotação-temperatura, como se pode observar nas Figs. 4.2 a 4.6 .

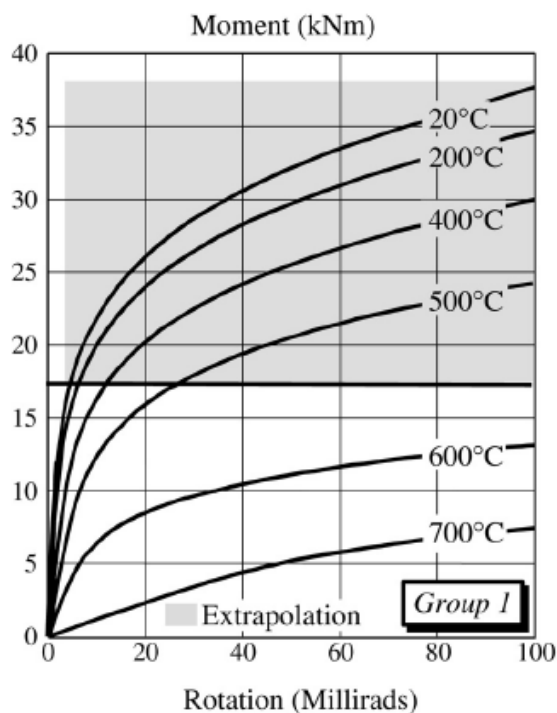


Fig. 4.2 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação simples com chapa de extremidade rasa, correspondentes aos ensaios do grupo 1. [10]

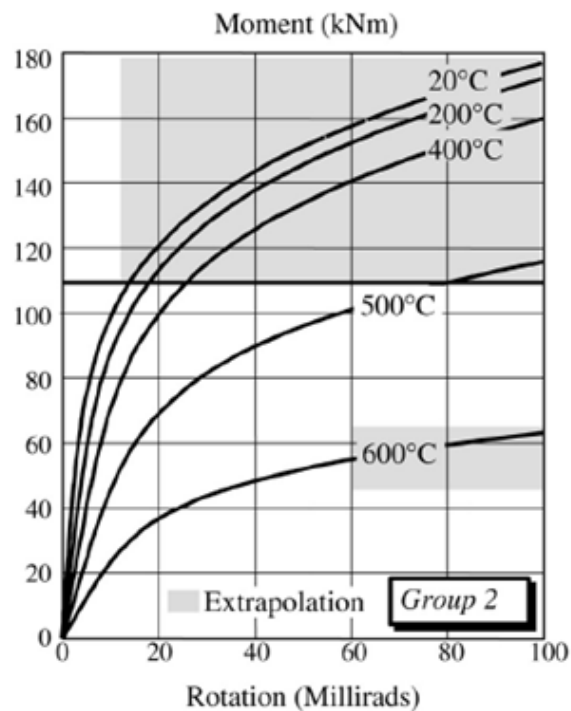


Fig. 4.3 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação simples com chapa de extremidade rasa, correspondentes aos ensaios do grupo 2. [10]

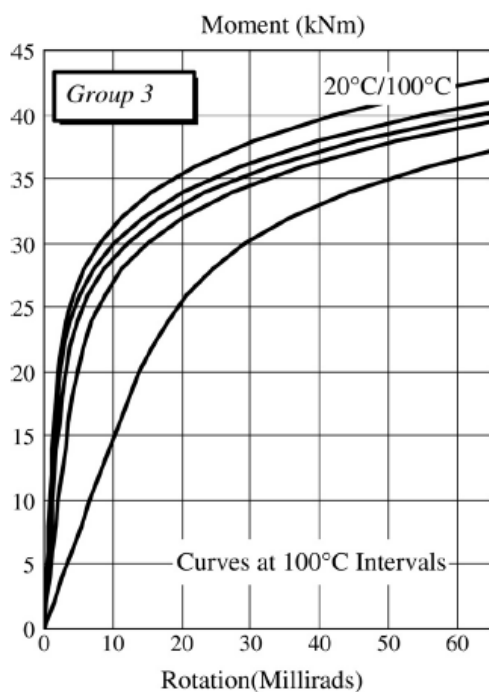


Fig. 4.4 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação simples com chapa de extremidade flexível, correspondentes aos ensaios do grupo 3. [10]

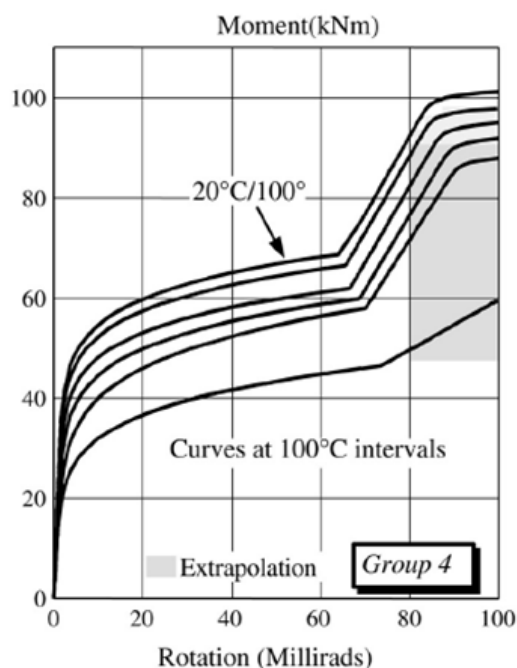


Fig. 4.5 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação mista com chapa de extremidade flexível, correspondentes aos ensaios do grupo 4. [10]

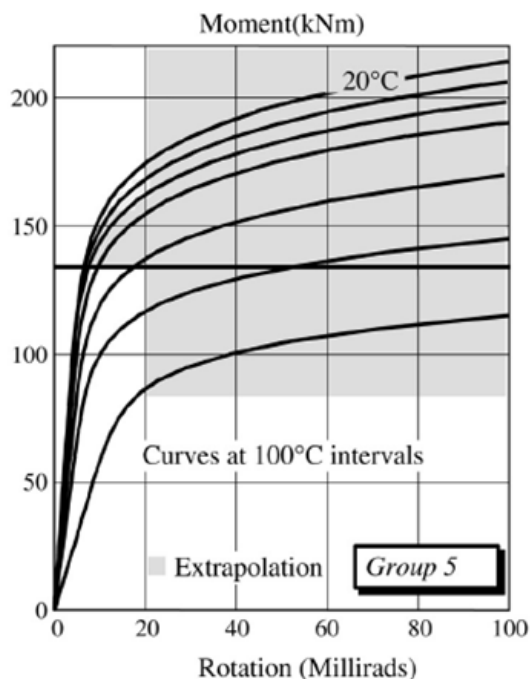


Fig. 4.6 - Curvas momento-rotação-temperatura em ligação mista com chapa de extremidade rasa, correspondentes aos ensaios do grupo 5. [10]

NOTA: Nos gráficos das Figs. 4.4 a 4.6, a temperatura da curva superior é de 20°C, com acréscimos de 100°C entre cada uma das curvas abaixo.

Nos gráficos das Figs. 4.2 e 4.3 estão representadas as curvas paramétricas momento-rotação-temperatura de uma chapa de extremidade rasa, definidas pela Eq 4.1. No entanto, no gráfico da Fig. 4.5, referente ao comportamento de uma chapa de extremidade flexível em ligação mista, existem duas fases distintas, que correspondem, respetivamente, à rotação antes e depois do banzo inferior da viga entrar em contacto com o pilar (fenómeno ilustrado na Fig. 3.26 – a). A primeira fase também pode ser representada pela Eq. 4.1. A segunda fase, que tem início quando a viga entra em contacto com pilar, é representada pela seguinte expressão:

$$\phi = \phi_1 + \frac{M - M_1}{A_1} + 0.01 \left(\frac{M - M_1}{B_1} \right)^{n_1} \quad (4.2)$$

Em que:

ϕ – Rotação da ligação (mrad);

ϕ_1 – Rotação da ligação no final da primeira fase (mrad);

M – Momento aplicado à ligação (kNm);

M_1 – Momento aplicado à ligação, correspondente a ϕ_1 (kNm).

Termos que variam com a temperatura na segunda fase:

A_1 – Parâmetro que representa a rigidez da ligação;

B_1 – Parâmetro que representa a resistência da ligação;

n_1 – Expoente que depende do tipo de curva utilizada.

Note-se que nos gráficos das Figs. 4.2 , 4.3 , 4.5 e 4.6 , a zona sombreada corresponde a valores extrapolados, uma vez que o carregamento nesta zona é superior ao carregamento máximo ensaiado. Estes valores foram baseados na curva de resposta das ligações à temperatura ambiente. No ensaios do grupo 3, em ligação simples com chapa de extremidade flexível, apenas se conseguiu medir a rotação até ao ponto em que a viga entrou em contacto com a laje, que ocorreu aproximadamente a 65 mrad (ver Fig. 4.4). Nos ensaios dos grupos 1 e 2, a temperatura crítica é de aproximadamente 400°C, a partir da qual a resistência das ligações diminui rapidamente. Nos ensaios do grupo 3, não foi possível obter curvas acima de 500°C, devido a limitações geométricas do forno utilizado nos ensaios; por este motivo, as curvas da Fig. 4.4 podem não descrever rigorosamente o comportamento da respetiva ligação. Nas curvas da Fig. 4.6, a temperatura crítica situa-se aproximadamente a 500°C, valor superior ao dos ensaios dos grupos 1 e 2 (ver Figs. 4.2 e 4.3 , respetivamente); tal deve-se ao facto das ligações serem mistas no primeiro caso, o que lhes confere uma maior capacidade resistente ao fogo.

Apesar da sua utilidade como ferramenta de comparação com outros métodos e de guia para investigações posteriores, é necessário ter em consideração que as curvas paramétricas apresentadas basearam-se num número limitado de ensaios, realizados em ligações isoladas. Por este motivo, é necessário especial cuidado na sua utilização, em particular quando as dimensões dos elementos a dimensionar forem muito diferentes das dos elementos ensaiados.

4.2 Método dos Elementos Finitos

O método dos elementos finitos (MEF) permite investigar o comportamento das ligações com um detalhe superior ao de outros métodos, inclusive ensaios experimentais; a sua utilização é cada vez mais popular na modelação de ligações a temperaturas elevadas. No entanto, para se obterem resultados com precisão elevada, é necessário modelar com precisão os elementos da ligação, bem como possuir informação verosímil sobre a degradação das características da ligação com o aumento de temperatura. Existe um conjunto de fatores que deverão ser otimizados e que influenciam o grau de rigor de uma modelação em elementos finitos, entre os quais a configuração da malha, a geometria dos elementos, as propriedades dos materiais e a forma como o contacto entre os diferentes elementos é simulado. Outra vantagem da utilização do MEF face a outros métodos é o facto de se poder observar com clareza o mecanismo de rotura da ligação, bem como medir com rigor as deformações dos diversos elementos.

4.2.1 Liu (1996-1998)

O primeiro modelo de elementos finitos desenvolvido para simular o comportamento de ligações sujeitas a temperaturas elevadas foi proposto por Liu [57][59]. Este autor desenvolveu

um programa de elementos finitos, FEAST [56][58], que permite modelar diversos tipos de ligação. Neste estudo, foram analisadas ligações não protegidas com chapa de extremidade rasa e estendida; as quais, à temperatura ambiente, se considera geralmente terem um comportamento entre rígido e semi-rígido. Foi avaliada a influência relativa de diversos parâmetros, como o tamanho e número de parafusos e a espessura da chapa de extremidade.

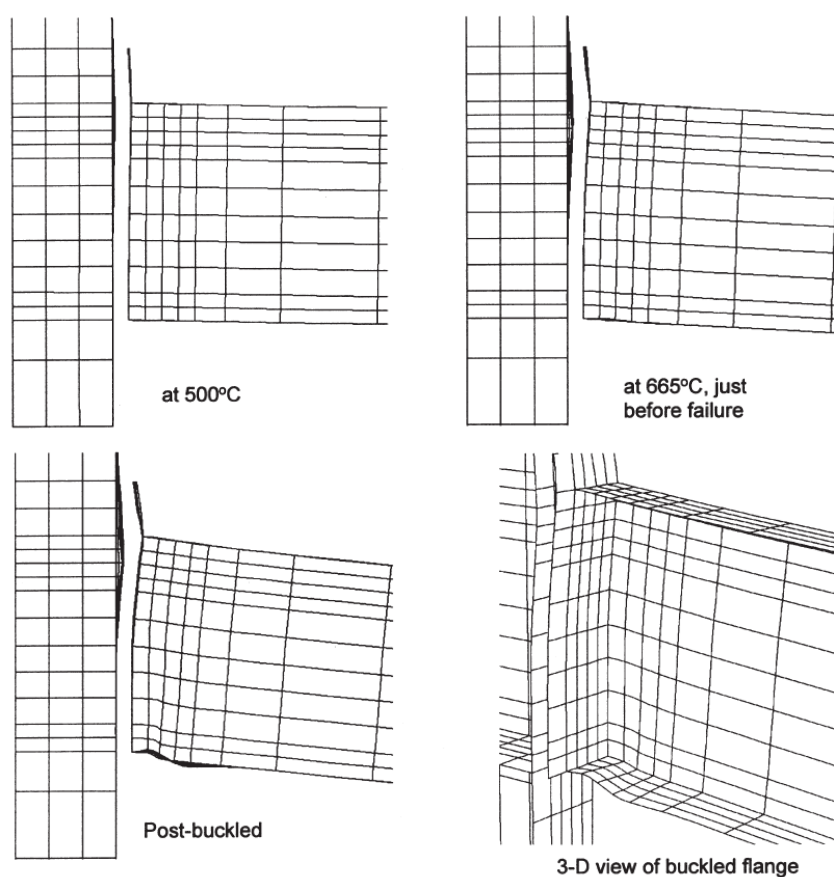


Fig. 4.7 – Evolução da deformação do banzo do pilar. [58]

Desta modelação concluiu-se que independentemente da capacidade resistente que uma ligação possa ter à temperatura ambiente, no máximo, apenas cerca de dois terços desta capacidade podem ser preservados a temperaturas elevadas. As vigas com chapa de extremidade rasa apresentaram sensivelmente a mesma capacidade resistente ao fogo que teriam se estivessem simplesmente apoiadas, para um carregamento semelhante. As vigas com chapa de extremidade estendida apresentaram melhor comportamento a temperaturas elevadas, sendo a sua temperatura limite aproximadamente 50°C superior à de uma viga simplesmente apoiada. Na Fig. 4.7 representa-se a evolução da deformação do banzo do pilar com o aumento da temperatura.

4.2.2 Rahman *et al.* (2004)

Para melhor se compreender a resposta de ligações rotuladas em situação de incêndio, Rahman *et al.* [72] desenvolveram um modelo 3D de uma ligação com chapa de *gousset*, utilizando o programa ANSYS. Este tipo de ligação transmite esforços de corte e estabelece continuidade entre a viga e o pilar. Antes do colapso dos edifícios do World Trade Center, pensava-se que estas ligações conferiam alguma resistência à rotação, desenvolvendo esforços de flexão que reduziriam o momento a meio vão da viga. Contudo, após investigação dos destroços do WTC 5, constatou-se que os danos causados pela ação da temperatura nas ligações foram a causa do colapso estrutural. O modelo 3D da ligação estudada e o carregamento aplicado estão representados nas Figs. 4.8 e 4.9, respetivamente.

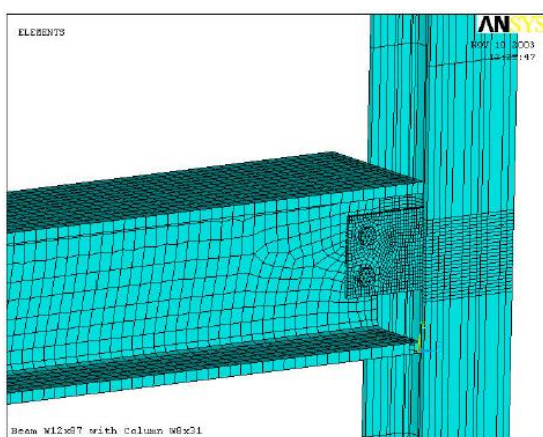


Fig. 4.8 – Modelação em elementos finitos da ligação com chapa de *gousset*. [72]

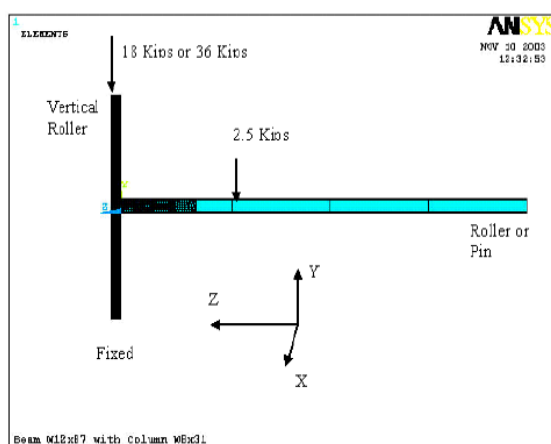


Fig. 4.9 – Carregamento e condições de fronteira da ligação com chapa de *gousset*. [72]

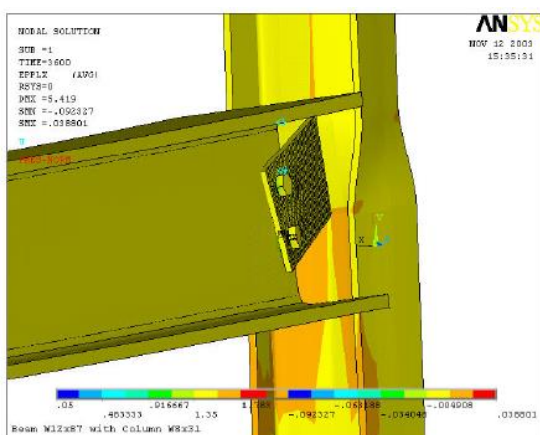


Fig. 4.10 – Diagrama de deformação plástica da ligação na direção x. [72]

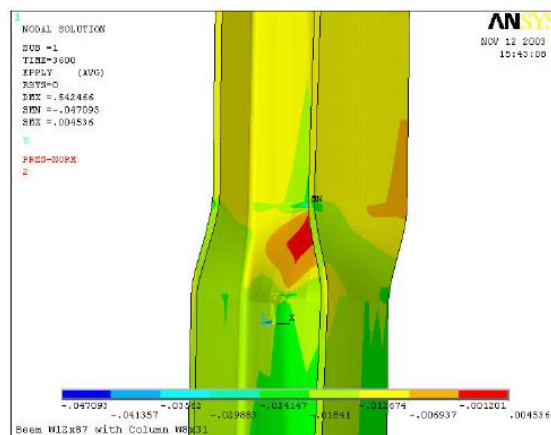
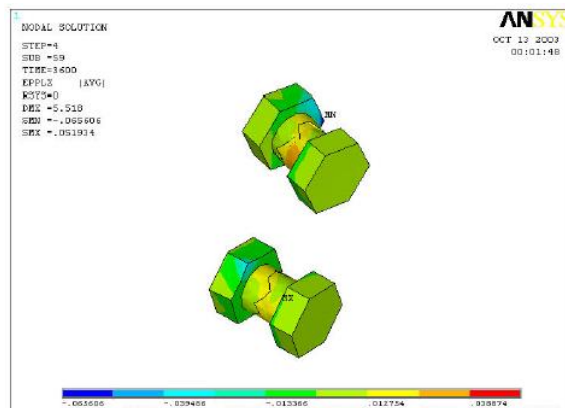
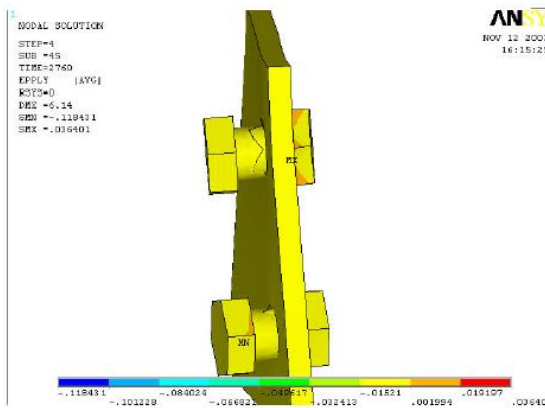
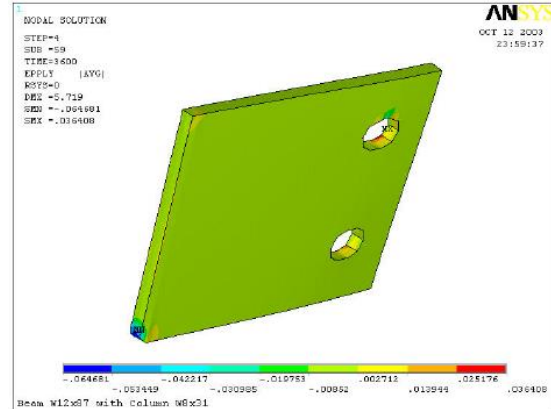
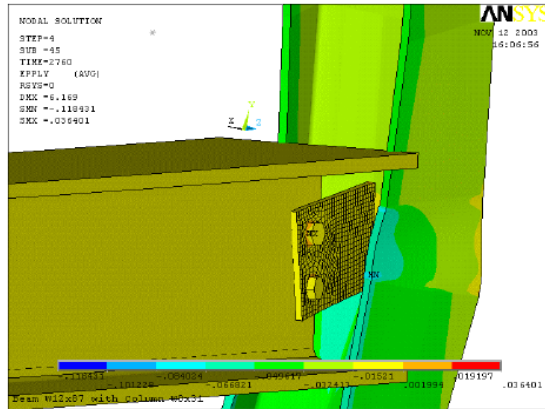


Fig. 4.11 – Diagrama de deformação plástica do pilar na direção y. [72]

Nas Figs. 4.10 a 4.15 estão representados os diagramas de deformação dos diferentes elementos da ligação. Nas Figs. 4.10 e 4.12 é visível a deformação na alma e banzos do pilar. Na Fig. 4.13

pode observar-se uma deformação acentuada no canto da chapa; na Fig. 4.14, a deformação torsional da ligação. Ambos os fenómenos se devem ao alongamento da viga na direção axial devido ao aumento da temperatura. Os parafusos sofreram deformação devido aos esforços de corte, como se pode observar na Fig. 4.15.



Os resultados do modelo estão de acordo com resultados experimentais obtidos a partir de ensaios em ligação semelhante e os mecanismos de rotura são confirmados não só pelos referidos ensaios experimentais mas também por fenómenos observados em estruturas reais, como no caso do WTC 5.

4.2.3 Sarraj *et al.* (2007)

Também para melhor compreender o comportamento de ligações com chapa de *gousset* a temperaturas elevadas, Sarraj *et al.* [80] desenvolveram um modelo de elementos finitos tri-dimensional no programa ABAQUS [1]. O modelo era inicialmente constituído por um único parafuso sujeito a esforços transversos através de uma chapa (ver Fig. 4.16 – a), tendo

evoluído para um parafuso único com duas chapas (ver Fig. 4.16 – b)). O modelo final é composto por três parafusos que ligam a viga a uma chapa de *gousset* soldada ao pilar. Este modelo é ilustrado na Fig. 4.16 – c). A viga, a chapa e os parafusos foram modelados utilizando elementos do tipo *brick* com 8 nós. A malha de elementos finitos foi refinada na zona dos parafusos, de forma a produzir resultados com maior precisão. O banzo do pilar considera-se totalmente rígido nesta análise. Esta modelação tem em conta o atrito entre as diversas superfícies de contacto, delineadas a verde na Fig. 4.17; foi assumido o coeficiente de atrito $\mu = 0.2$ entre todas as superfícies. Para que não haja irregularidades entre os elementos das superfícies de contacto, a carga deve ser aplicada lentamente.

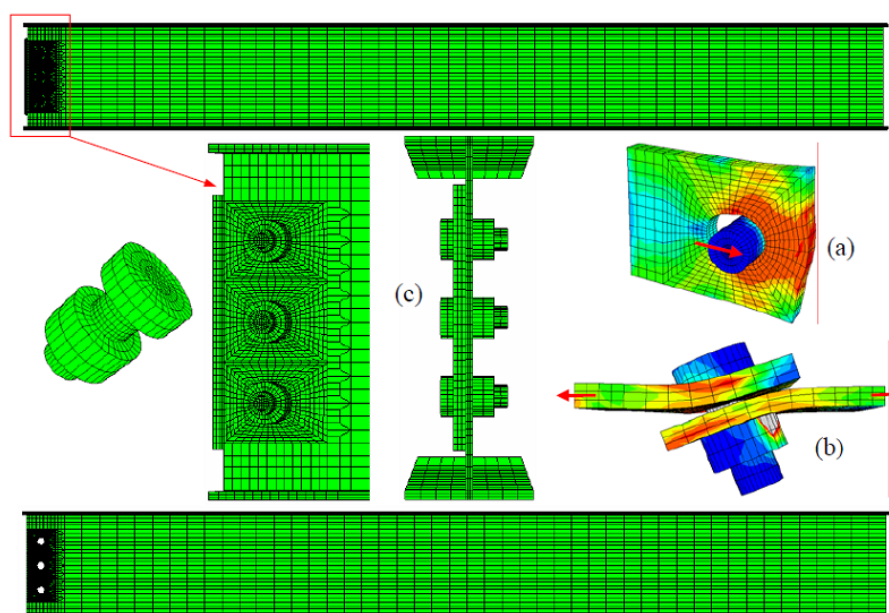


Fig. 4.16 – a) Parafuso único ao corte com uma chapa; b) Parafuso único ao corte com duas chapas; c) Ligação completa com chapa de *gousset*. [80]

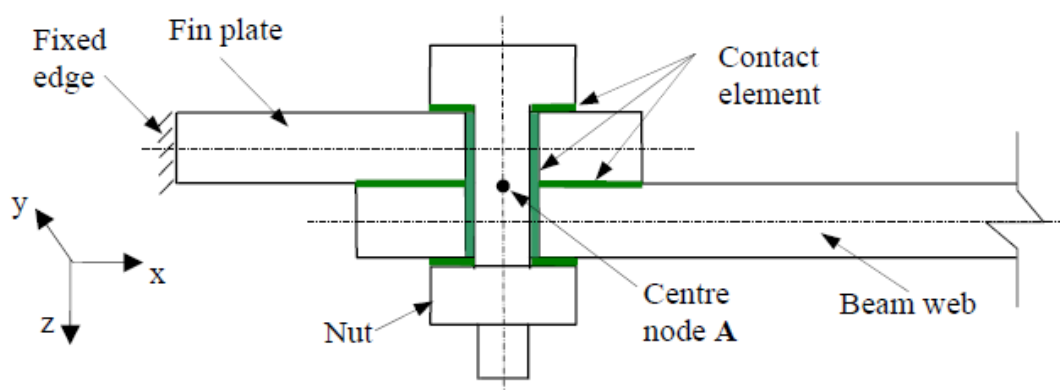


Fig. 4.17 – Superfícies de contacto entre os vários elementos da ligação. [80]

Os resultados do modelo foram validados, numa primeira fase, através de ensaios experimentais à temperatura ambiente e, posteriormente, através de ensaios a temperaturas elevadas. Os resultados do modelo à temperatura ambiente foram comparados com os dos ensaios realizados por Richard [76]. Na Fig. 4.18 estão representadas a deformação e a tensão de Von Mises nos diferentes elementos da ligação; observa-se também que a rotação da ligação se dá em torno do parafuso intermédio. Devido à resistência à rotação oferecida pelos parafusos inferior e superior, o furo superior sofre uma deformação na direção da extremidade da alma da viga, ao passo que o furo inferior sofre uma deformação na direção interior da alma da viga. No gráfico da Fig. 4.19 comparam-se os resultados do modelo com os resultados experimentais, sob a forma de curvas momento-rotação, nas quais é patente a sua correlação; não obstante, constata-se que os resultados do modelo são ligeiramente conservativos.

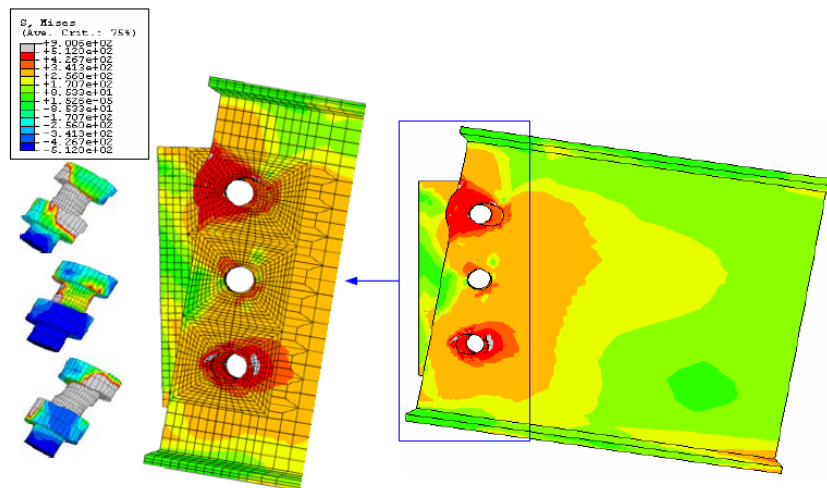


Fig. 4.18 –Tensão de Von Mises na ligação estudada. [80]

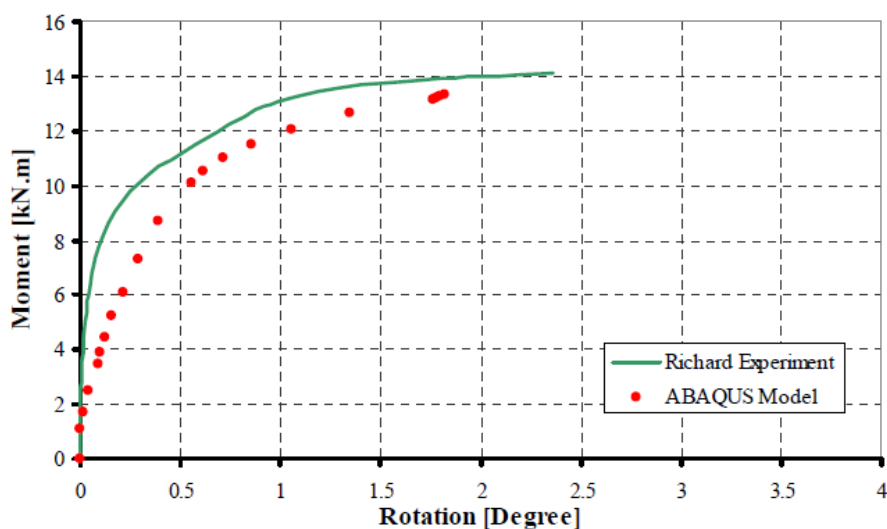


Fig. 4.19 – Curvas momento-rotação à temperatura ambiente do modelo de Sarraj *et al.* e dos ensaios de Richard. [80]

Devido à falta de dados experimentais em ligações com chapa de *gousset* a temperaturas elevadas, os resultados do modelo foram apenas parcialmente validados. Para tal, Sarraj *et al.* desenvolveu um modelo isolado da viga, que foi comparado com os resultados dos ensaios experimentais realizados por El-Rimawi *et al.* [24]; este modelo tem as mesmas dimensões e carregamento que foram utilizados nos ensaios experimentais. A variação de temperatura aplicada à viga é também semelhante à verificada nos ensaios e está representada na Fig. 4.20. Na Fig. 4.21, pode observar-se a forte correlação entre o deslocamento a meio vão da viga no modelo de Sarraj *et al.* e os resultados de outros autores, incluindo os resultados experimentais de El-Rimawi *et al.*.

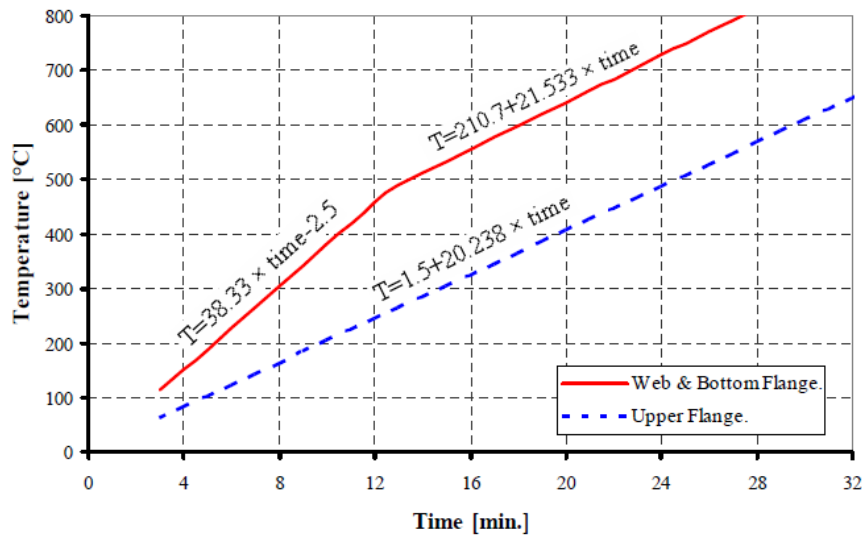


Fig. 4.20 – Curvas da temperatura na alma e no banzo inferior da viga (a vermelho) e no banzo superior da viga (a tracejado azul) em função do tempo decorrido. [80]

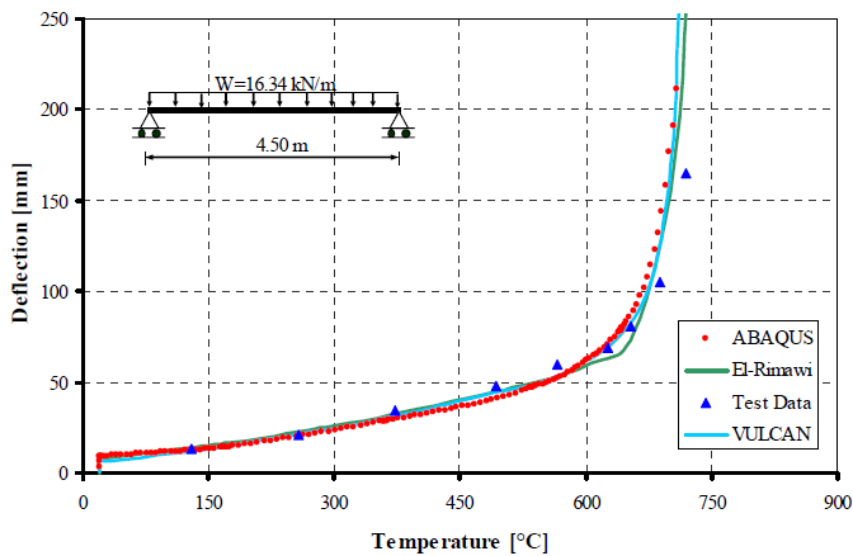


Fig. 4.21 – Curvas deslocamento(a meio vão)-temperatura. [80]

Sarraj *et al.* elaboraram ainda um terceiro modelo para reproduzir as condições dos ensaios conduzidos por Wald *et al.* [96]. A curva de temperatura utilizada é semelhante à do grupo 7 dos ensaios de Cardington (ver 3.4.2.1), tanto na fase de aquecimento como de arrefecimento. Os elementos utilizados têm as seguintes dimensões: chapa de *gousset* de três furos – 6x60x125mm (S235); viga – IPE160 (S235); parafusos – 12mm(8.8). Tirando partido das condições de simetria verificadas no ensaio, apenas foi necessário reproduzir metade da configuração real no modelo de elementos finitos, como se pode observar na Fig. 4.22.

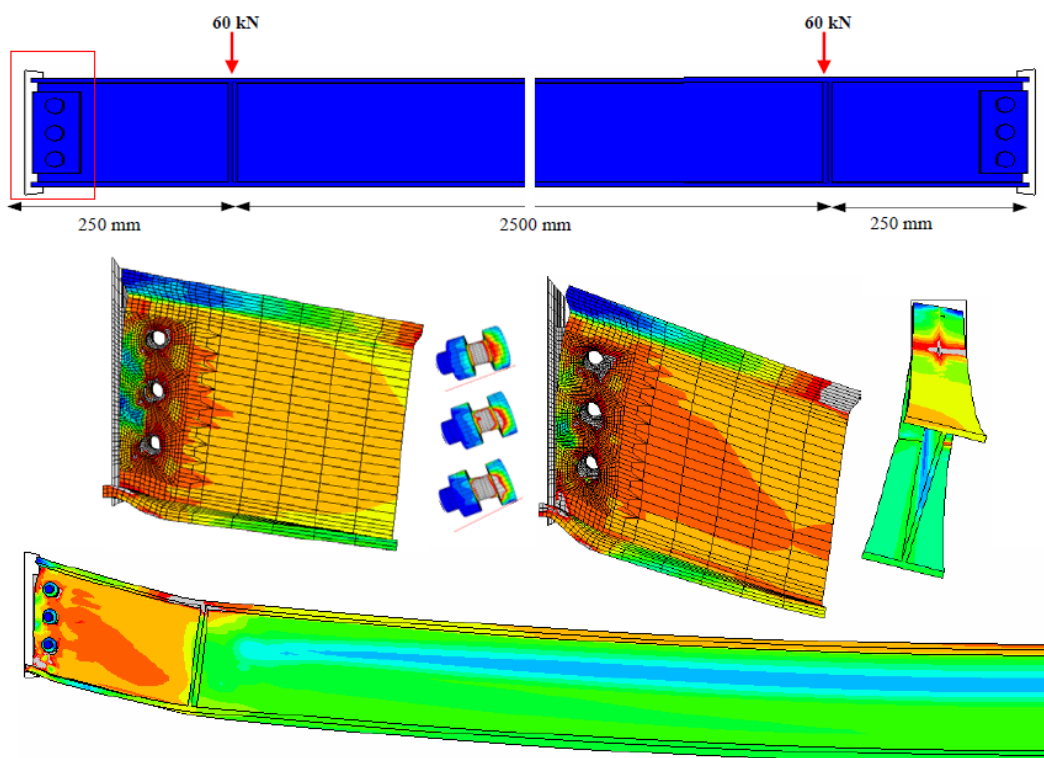


Fig. 4.22 – Modelo de elementos finitos tendo em conta a simetria. [80]



Fig. 4.23 – Deformação da viga e da ligação nos ensaios de Wald *et al.* [80]

Os resultados obtidos a partir do modelo estão bastante próximos dos dos ensaios experimentais, como é visível no gráfico da Fig. 4.24, em que está representada a deformação (medida no ponto de aplicação da carga) em função do tempo decorrido. Contudo, os resultados do modelo são mais conservativos à medida que a temperatura aumenta, nomeadamente a partir dos 20 minutos. Estes resultados revelam mais uma vez a utilidade do MEF no estudo de ligações com chapa de *gousset* a temperaturas elevadas.

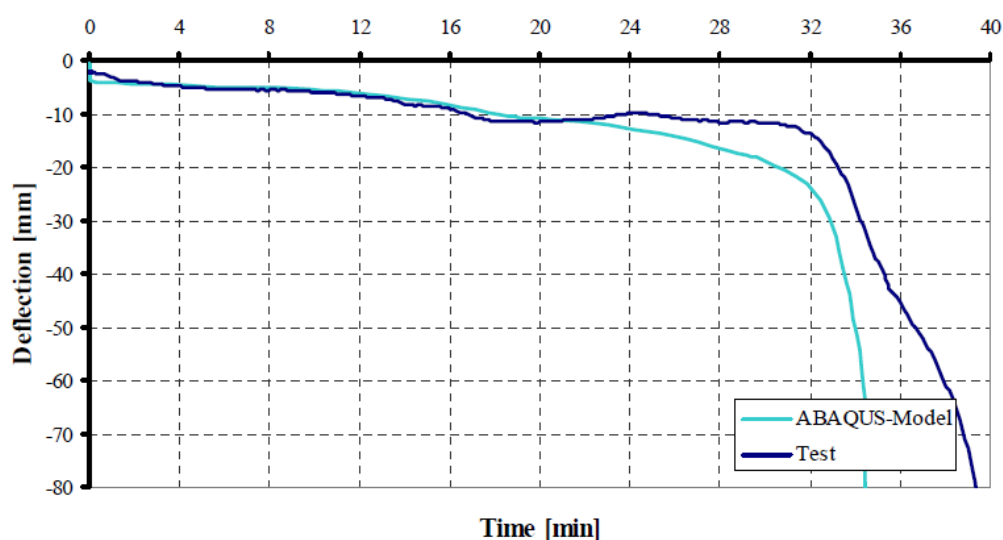


Fig. 4.24 – Curvas tempo-deformação(no ponto de aplicação da carga) dos ensaios de Wald *et al.* e do modelo de Sarraj *et al.* [80]

4.2.4 Al-Jabri *et al.* (2007)

No sentido de aprofundar o estudo de ligações com chapa de extremidade rasa sujeitas a temperaturas elevadas, Al-Jabri *et al.* [8] desenvolveram um modelo de elementos finitos também através do programa ABAQUS. Esta modelação visa estabelecer uma relação momento-rotação para vários carregamentos a temperaturas elevadas. As componentes da ligação foram modeladas através de elementos 3D do tipo *brick* (ver Fig. 4.25) e o contacto entre as diferentes superfícies simulado considerando a lei de atrito de Coulomb. A alteração das propriedades dos materiais com o aumento da temperatura foi considerada de acordo com o EC3-1-2 e incorporada no modelo através da diminuição da rigidez e capacidade resistente dos elementos. As propriedades geométricas dos materiais e as cargas aplicadas são idênticas às do grupo 1 dos ensaios experimentais realizados por Al-Jabri (ver Tabela 3.2). Tirando partido das condições de simetria segundo os eixos axial e transversal (horizontal) da viga, foi possível reconstruir apenas um quarto da configuração utilizada nos ensaios, o que permitiu uma redução significativa do tamanho do modelo e do tempo de análise. No entanto, foi necessário especial cuidado na aplicação das condições de fronteira, restringindo a translação dos pontos situados nos planos de simetria na direção perpendicular ao respetivo plano.

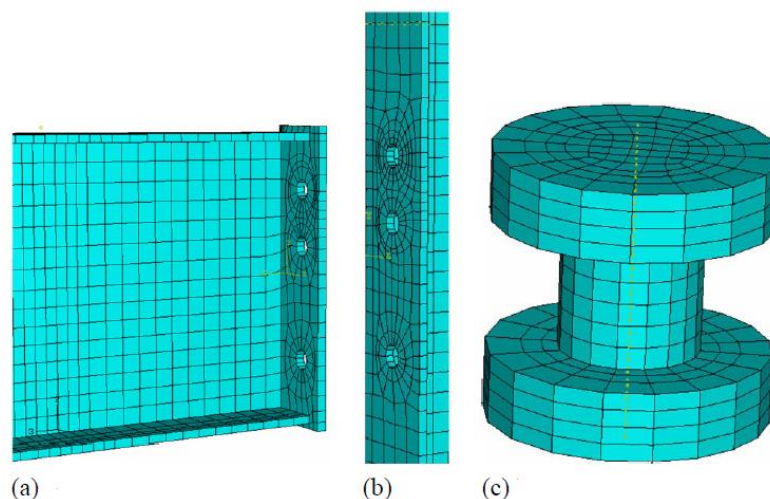


Fig. 4.25 – Modelo 3D da chapa de extremidade (a), do banzo do pilar (b) e dos parafusos (c). [8]



Fig. 4.26 – Modo de rotura nos ensaios experimentais. [8]

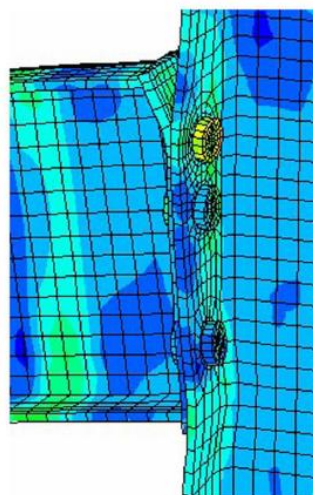


Fig. 4.27 – Modo de rotura no modelo de elementos finitos. [8]

Nas Figs. 4.26 e 4.27 estão ilustrados, respetivamente, os mecanismos de rotura dos ensaios experimentais e do modelo proposto, sendo evidentes as suas semelhanças na deformação da chapa de extremidade e do banzo do pilar. Na Fig. 4.28 pode observar-se a deformação dos diversos elementos da ligação, isoladamente. Na Fig. 4.28 – b) observa-se que, na zona do parafuso superior, o banzo do pilar se deforma na direção exterior do pilar, devido aos esforços de tração. Na zona inferior da chapa de extremidade, o banzo do pilar sofre deformação na direção interior do pilar, devido aos esforços de compressão provocados pelo contacto com o banzo inferior da viga. Na Fig. 4.28 – c) é visível que os parafusos sujeitos a maiores esforços de tração são os do alinhamento superior.

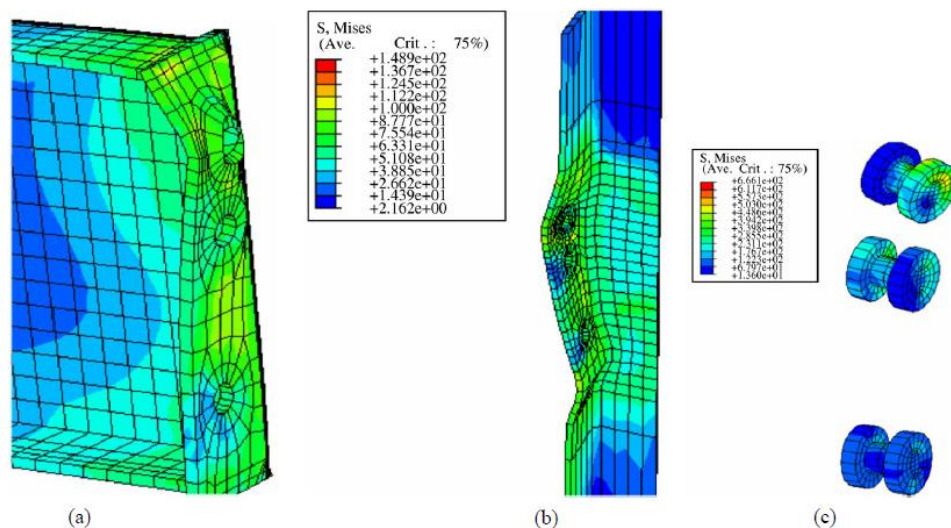


Fig. 4.28 – Deformação da chapa de extremidade (a), do banzo do pilar (b) e dos parafusos (c). [8]

Os resultados do modelo foram comparados com os resultados experimentais através das curvas temperatura-rotação (temperatura medida no banzo inferior da viga) e momento-rotação, ilustradas nas Figs. 4.29 e 4.30, respetivamente.

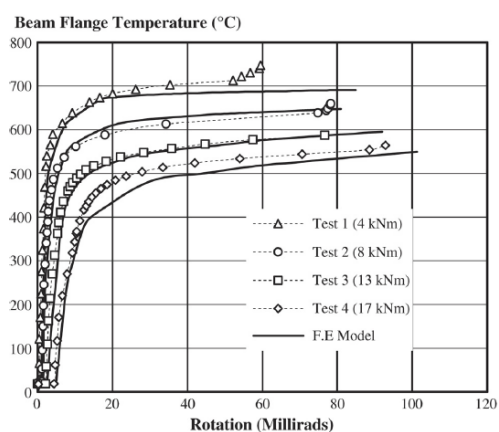


Fig. 4.29 – Curvas temperatura-rotação dos ensaios experimentais e do modelo de EF para diversos carregamentos. [8]

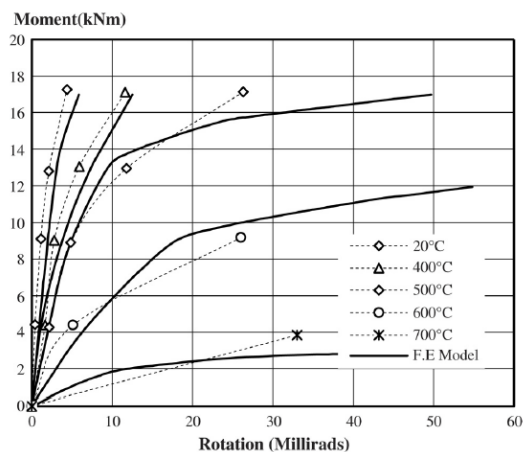


Fig. 4.30 - Curvas momento-rotação-temperatura dos ensaios experimentais e do modelo de EF. [8]

Pode observar-se, em ambos os gráficos, que os resultados do modelo desenvolvido se aproximam bastante dos resultados experimentais, confirmando a capacidade do MEF para simular o comportamento de ligações em aço sujeitas à ação do fogo.

4.3 Método das Componentes

Este método foi desenvolvido inicialmente por Tschemmernegg *et al.* [94] para ligações à temperatura ambiente, com o objetivo de evitar a necessidade de recorrer a análises complexas não-lineares em elementos finitos para prever a resposta momento-rotação de ligações em aço. O método é preconizado no EC3-1-8 [69] e consiste na simulação do comportamento da ligação

através de um modelo dividido em componentes (ver Fig. 4.31) cujas propriedades mecânicas são conhecidas. Cada componente (*e.g.* chapa de extremidade, banzo da viga, alinhamento de parafusos, etc.) é representada por uma mola, cuja rigidez é baseada nas suas propriedades materiais e geométricas. A rigidez global da ligação é calculada considerando a rigidez dos vários elementos envolvidos. A temperaturas elevadas, a resposta global de uma ligação é simulada considerando as características de cada elemento, determinadas através de ensaios experimentais, sob a forma de uma relação temperatura-rigidez.

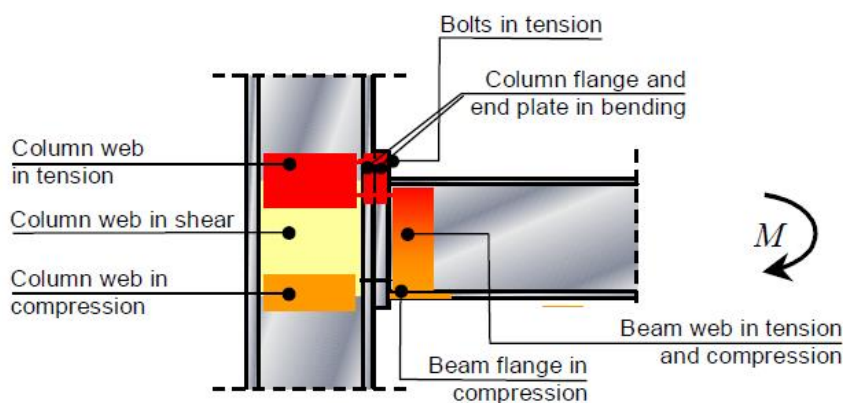


Fig. 4.31 – Modelo de componentes dividido em zonas de compressão, tração e corte. [20]

4.3.1 Leston-Jones (1997)

Um dos primeiros trabalhos desenvolvidos neste campo é da autoria de Leston-Jones [52], que realizou uma série de ensaios (ver 3.4.1.3) a temperaturas elevadas em ligações simples e mistas com chapa de extremidade rasa. A partir destes ensaios, e seguindo a abordagem recomendada no EC3-1-8, foi proposto um modelo de componentes para os dois tipos de ligação.

4.3.1.1 Ligação Simples com Chapa de Extremidade Rasa

O modelo proposto por Leston-Jones sugere que o comportamento de uma ligação a temperaturas elevadas pode ser representado da mesma forma que à temperatura ambiente, desde que sejam introduzidas as modificações necessárias para que as alterações das propriedades dos materiais devido ao aumento da temperatura possam ser contabilizadas. O modelo desenvolvido neste ponto assenta numa análise bidimensional e apresenta a configuração ilustrada na Fig. 4.33. A ligação testada tem as características geométricas ilustradas na Fig. 4.32.

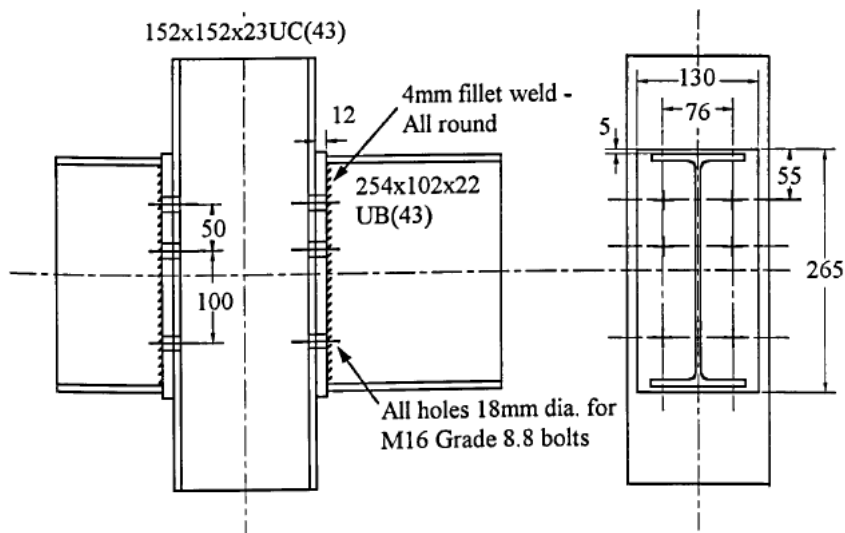


Fig. 4.32 – Ligação simples com chapa de extremidade rasa. [52]

As componentes desta ligação são representadas por molas individuais, uma em cada alinhamento de parafusos, cuja rigidez obedece a uma relação força-deslocamento pré-definida. A zona de tração compreende a rigidez dos parafusos, K_{bt} , da chapa de extremidade, K_{ept} , e do banzo do pilar, K_{cft} . No entanto, de acordo com o EC3-1-8, por simplificação, utiliza-se uma única mola de rigidez equivalente, K_{eqt} (ver Fig. 4.35), para representar as componentes desta zona. A zona de compressão é representada por uma mola única, K_{cwt} , correspondente à rigidez da alma do pilar.

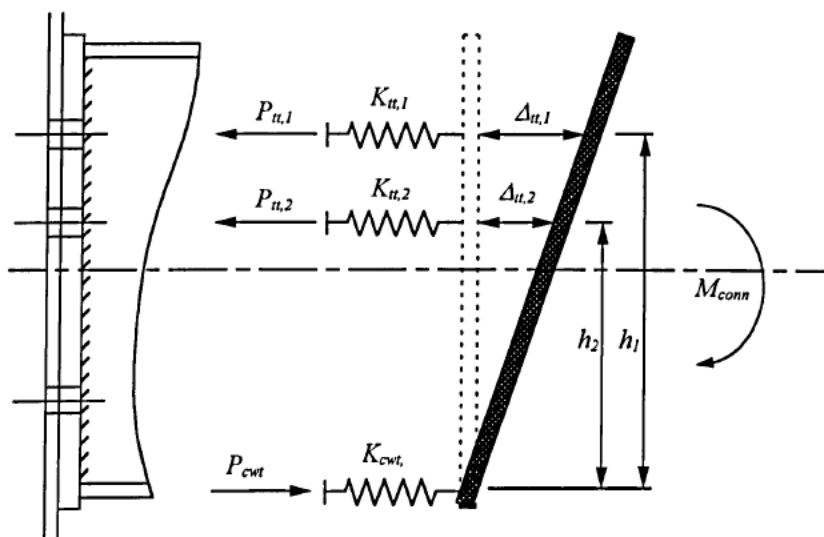


Fig. 4.33 – Modelo de componentes de uma ligação simples com chapa de extremidade rasa. [52]

A rigidez global de rotação, S_{Cr} , da ligação para uma dada temperatura e momento aplicados, obtém-se através da rigidez equivalente das componentes da zona de tração, K_{eqt} , e da zona de compressão, K_{cwt} , de acordo com a seguinte expressão:

$$S_{ct} = \frac{1}{\frac{1}{S_{tt}} + \frac{1}{S_{ct}}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{eqt} \times z^2} + \frac{1}{K_{cwt} \times z^2}} \quad (4.3)$$

Em que:

S_{tt} – Rigidez de rotação da zona de tração;

S_{ct} – Rigidez de rotação da zona de compressão;

z – Distância entre o centro de rotação e a mola equivalente da zona de tração (ver Fig. 4.35).

Sendo que:

$$z = \frac{\sum_n (K_{tt,n} \cdot h_n^2)}{\sum_n (K_{tt,n} \cdot h_n)} \quad (4.4)$$

Em que:

$K_{tt,n}$ – Rigidez global do alinhamento de parafusos n na zona de tração, para uma dada temperatura;

h_n – Distância entre o alinhamento n e o centro de rotação da ligação.

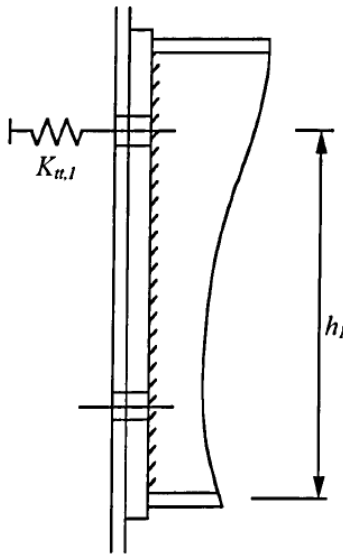


Fig. 4.34 – Modelo de componentes com um único alinhamento de parafusos. [52]

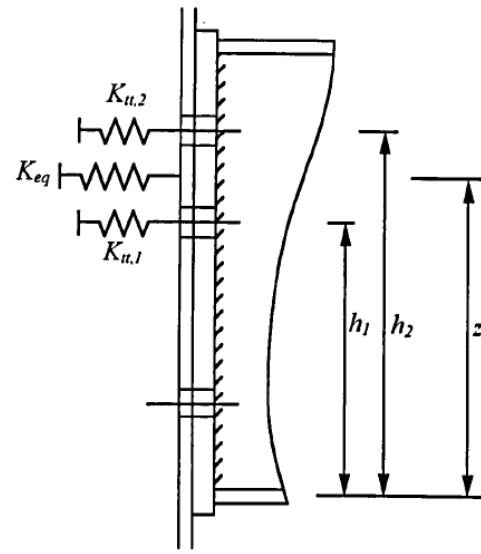


Fig. 4.35 – Modelo de componentes com dois alinhamentos de parafusos. [52]

A rigidez equivalente pode ser obtida a partir da seguinte expressão preconizada no EC3-1-8:

$$K_{eqt} = \frac{\sum_n (K_{tt,n} \cdot h_n)}{z} \quad (4.5)$$

Cada alinhamento de parafusos pode ser representado através dos modelos ilustrados nas Figs. 4.34 e 4.35. A rigidez global de um alinhamento de parafusos para uma determinada temperatura é dada por:

$$K_{tt,n} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ept}} + \frac{1}{2 K_{cft}} + \frac{1}{N_{bt} K_{btt}}} \quad (4.6)$$

Em que:

K_{ept} – Rigidez da chapa de extremidade;

K_{cft} – Rigidez do banzo da viga;

K_{btt} – Rigidez de um parafuso;

N_{bt} – Número de parafusos no alinhamento n .

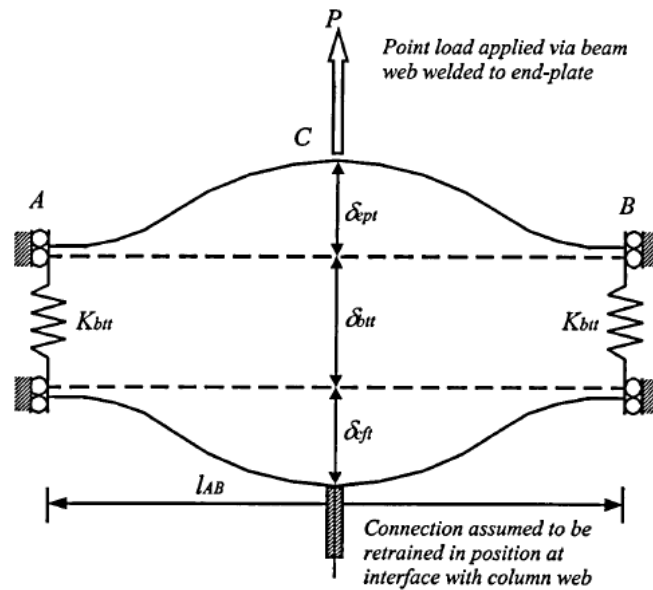


Fig. 4.36 – Planta do modelo de deformação na zona de tração. [52]

A distribuição de forças internas numa ligação pode ser representada pelos diagramas da Fig. 4.37. O diagrama da Fig. 4.37– a) é geralmente adequado para carregamentos ligeiros. À medida que o carregamento aumenta, o diagrama aproxima-se do da Fig. 4.37– b), até atingir o regime plástico, representado na Fig. 4.37– c) .

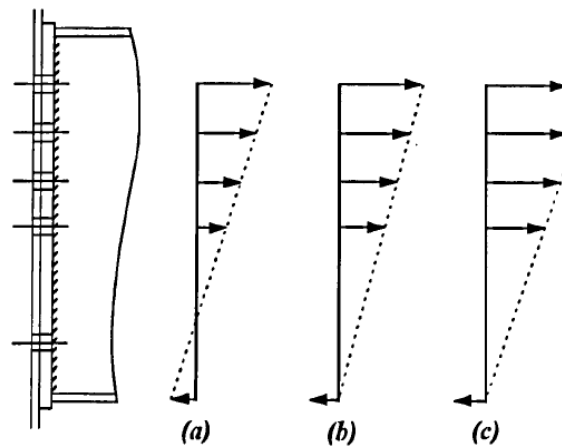


Fig. 4.37 – Diagramas de distribuição de forças. [52]

Sendo conhecidas a rotação da ligação e a rigidez no alinhamento de parafusos n , a força interna aplicada nesse alinhamento é dada por:

$$F_n = \phi K_{tt,n} h_n \quad (4.7)$$

A validação do modelo proposto é feita, numa primeira fase, através dos resultados experimentais à temperatura ambiente, para ambos os eixos de inércia. Esta comparação inicial permite aferir a precisão deste método antes da introdução das alterações de rigidez e resistência provocadas pelo aumento da temperatura. Na Fig. 4.38, pode observar-se a convergência das curvas momento-rotação do modelo de componentes e dos ensaios experimentais. Estes ensaios foram realizados por Lennon [50] e por Davison [29] para ligações segundo os eixos de maior e menor inércia, respetivamente.

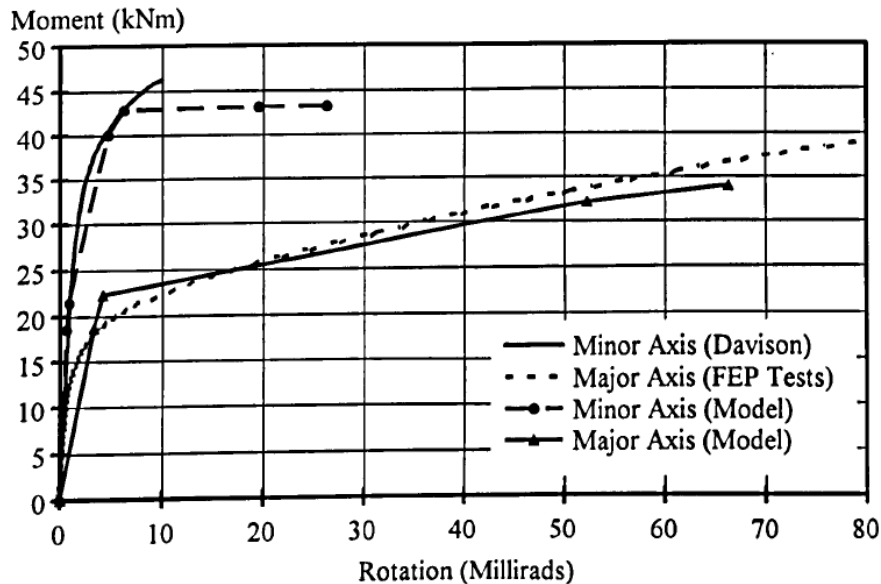


Fig. 4.38 – Curvas momento-rotação à temperatura ambiente obtidas a partir do modelo de componentes e de ensaios experimentais para ligações simples. [52]

A validação do modelo a temperaturas elevadas é realizada mediante comparação com os resultados experimentais dos ensaios realizados por Lawson [49], descritos em (3.4.1.2). Na Fig. 4.39, pode verificar-se que a variação do fator de retenção da rigidez está em concordância com os valores experimentais. No entanto, note-se que os resultados do modelo não são conservativos até se atingir aproximadamente 600°C, aspeto que deverá ser tido em consideração para efeitos de cálculo. A variação do fator de retenção da resistência também está de acordo com os resultados experimentais, sendo que neste caso os resultados do modelo são conservativos, como se pode observar na Fig. 4.40. O fator de retenção define-se como sendo o quociente entre o valor de um parâmetro (neste caso, a rigidez ou a resistência da ligação) a uma dada temperatura e o valor desse parâmetro à temperatura ambiente.

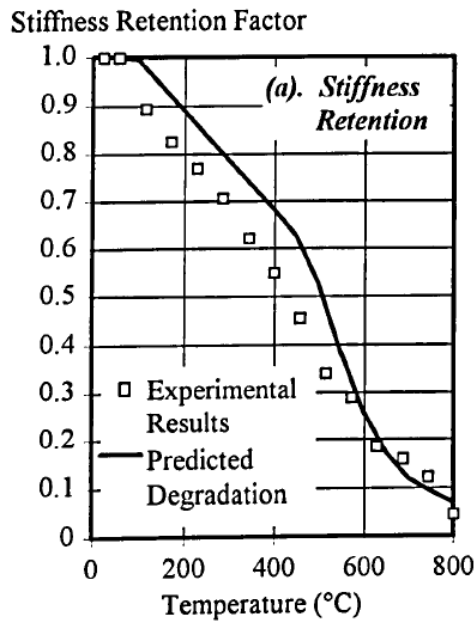


Fig. 4.39 – Evolução do fator de retenção da rigidez com o aumento da temperatura. [52]

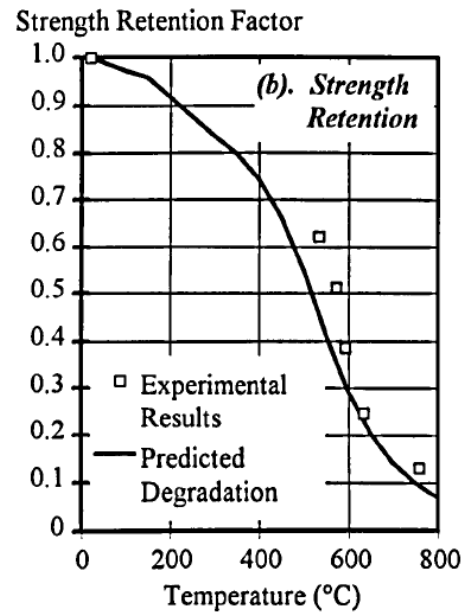


Fig. 4.40 - Evolução do fator de retenção da resistência com o aumento da temperatura. [52]

Tal como observado nos ensaios conduzidos por Lawson, à medida que a temperatura aumenta, o modelo apresenta esforços crescentes na zona de compressão, com consequente deformação da alma do pilar. Este fenómeno torna questionável a opção de Leston-Jones de, por simplificação, ignorar o movimento do eixo de rotação da ligação; contudo, a incorporação deste movimento no modelo torná-lo-ia bastante mais complexo. Tal não seria desejável, visto um dos objetivos do método das componentes ser precisamente o desenvolvimento de um modelo simples de cálculo manual.

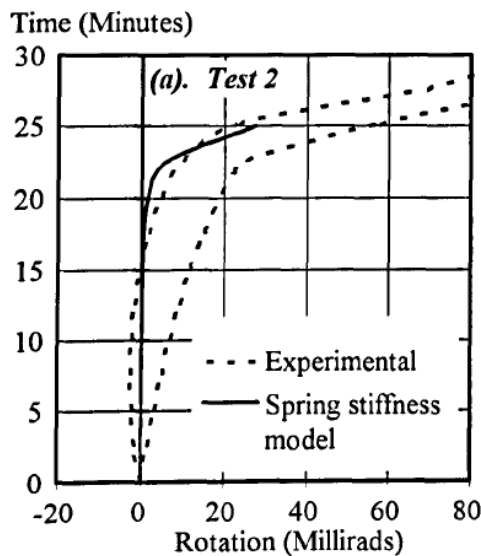


Fig. 4.41 – Curvas tempo-rotação do modelo e dos ensaios experimentais do grupo de ensaios 2. [52]

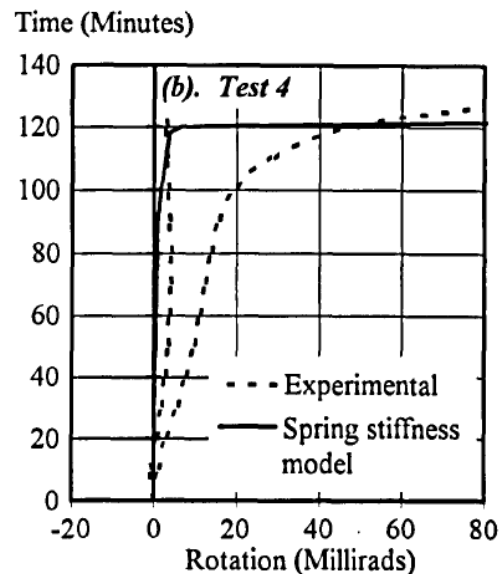


Fig. 4.42 - Curvas tempo-rotação do modelo e dos ensaios experimentais do grupo de ensaios 4. [52]

Nas Figs. 4.41 e 4.42 estão representadas as curvas tempo-rotação do modelo desenvolvido e dos resultados experimentais dos grupos 2 e 4 dos ensaios realizados por Lawson (ver 3.4.1.2). Nos ensaios do grupo 2, a viga não recebeu qualquer tipo de proteção contra o fogo, e foi colocado material de enchimento entre os banzos do pilar. Nos ensaios do grupo 4, a viga foi protegida com *spray* de vermiculite, que teoricamente lhe conferiria uma proteção de aproximadamente 60 minutos. Na Fig. 4.41 pode observar-se que a ligação, tanto no modelo como nos ensaios, praticamente não sofre rotações até aos 20 minutos, a que corresponde uma temperatura próxima de 450°C no banzo inferior da viga. A partir deste ponto, verifica-se uma rápida degradação da ligação, que perde grande parte da sua rigidez antes dos 25 minutos. Na Fig. 4.42, observa-se que o modelo prevê com bastante rigor o comportamento verificado nos ensaios, não tendo a ligação sofrido rotação significativa até aproximadamente 120 minutos, a que corresponde uma temperatura de aproximadamente 650°C no banzo inferior da viga. Para além da validação do modelo desenvolvido, os resultados apresentados confirmam também a eficácia da aplicação de tintas intumescentes no retardamento da degradação da ligação.

4.3.1.2 Ligação Mista com Chapa de Extremidade Rasa

A contribuição da laje para uma maior resistência das ligações à temperatura ambiente é incontestável e deve-se principalmente ao aumento da rigidez e capacidade resistente conferidos pelas armaduras longitudinais na zona de tração. A temperaturas elevadas, apesar da escassa investigação existente, prevê-se que a contribuição da laje para a resistência da ligação seja ainda mais significativa. Tal deve-se, para além da rigidez e resistência adicionais na zona de tração, a dois fatores: primeiro, o facto de as armaduras longitudinais e os conetores metálicos estarem cobertos por betão, o que retarda o efeito da temperatura na sua degradação; segundo, o facto de a laje se situar na parte superior da ligação leva a que o seu aquecimento se dê a um ritmo mais lento que o dos restantes elementos. A ligação mista utilizada nos ensaios e simulada no modelo de Leston-Jones está ilustrada na Fig. 4.43.

Em diversos estudos, desenvolvidos por vários autores no cálculo de ligações à temperatura ambiente, assume-se que não ocorre deslizamento na superfície de contacto entre a viga e a laje, o que permite também assumir que a ligação é rígida junto ao pilar. No entanto, este tipo de modelo tem mostrado de forma consistente subestimar a flexibilidade das ligações, o que sugere que a flexibilidade conferida através dos conetores metálicos, que se assumem totalmente rígidos, deve ser tida em consideração no cálculo da rigidez dos elementos da laje. Na Fig. 4.44 ilustra-se o modelo de componentes da ligação mista, desprezando o deslizamento da laje em relação à viga.

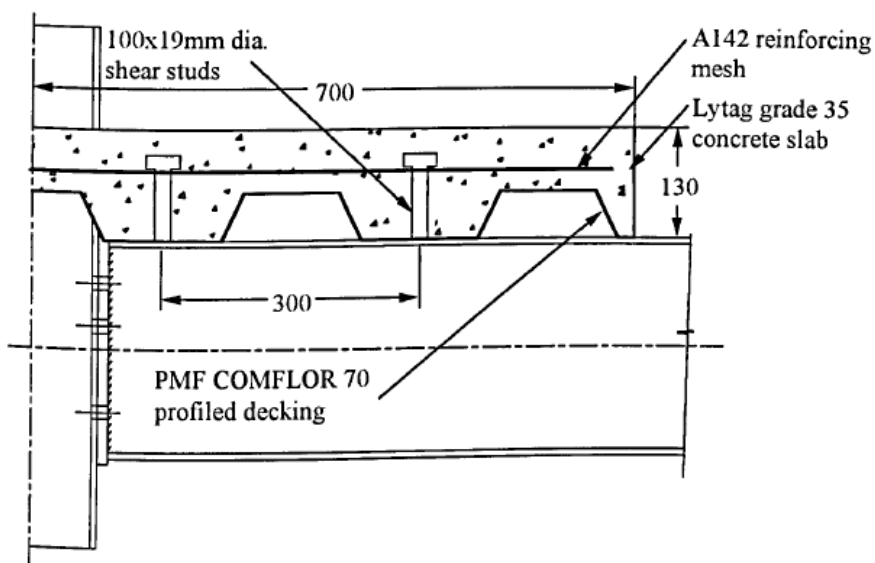


Fig. 4.43 – Ligação mista com chapa de extremidade rasa. [52]

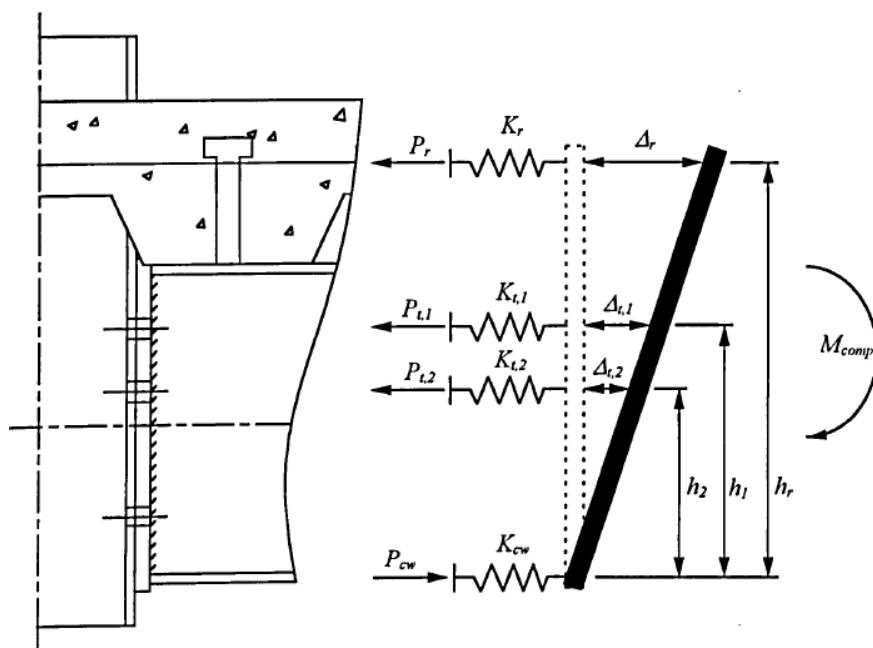


Fig. 4.44 – Modelo de componentes da ligação mista sem deslizamento da laje. [52]

De acordo com esta análise, a rotação da ligação, ϕ , é dada pela seguinte expressão:

$$\phi = \frac{M}{\left[\frac{K_r K_s D_r D}{K_r + K_s} + K_b D_b^2 \right]} \quad (4.8)$$

Em que:

M – Momento aplicado à ligação;

K_r – Rigidez axial das armaduras da laje;

K_s – Rigidez dos conectores metálicos;

K_b – Rigidez axial dos parafusos;

D_r – Distância entre as armaduras da laje e o centro de rotação da ligação;
 D – Distância entre a superfície de contacto laje-viga e o centro de rotação da ligação;
 D_b – Altura útil da viga.

Anderson & Najafi [13] propuseram um modelo em que era incorporado o efeito do deslizamento da laje em relação à viga, o qual produziu resultados com uma rigidez bastante mais próxima da dos ensaios experimentais à temperatura ambiente. Os autores desenvolveram expressões para o cálculo da rigidez das armaduras da laje e propuseram a utilização de um valor constante para a rigidez dos conetores metálicos, valor este obtido a partir de ensaios experimentais específicos conduzidos por Mottram & Johnson [64]. Este modelo, também utilizado por Leston-Jones para temperaturas elevadas, assume que a rotação da ligação se dá em torno do banzo inferior da viga, à semelhança da ligação simples apresentada em 4.3.1.1. Na Fig. 4.45 é ilustrado o modelo de componentes da ligação mista considerando o deslizamento da laje.

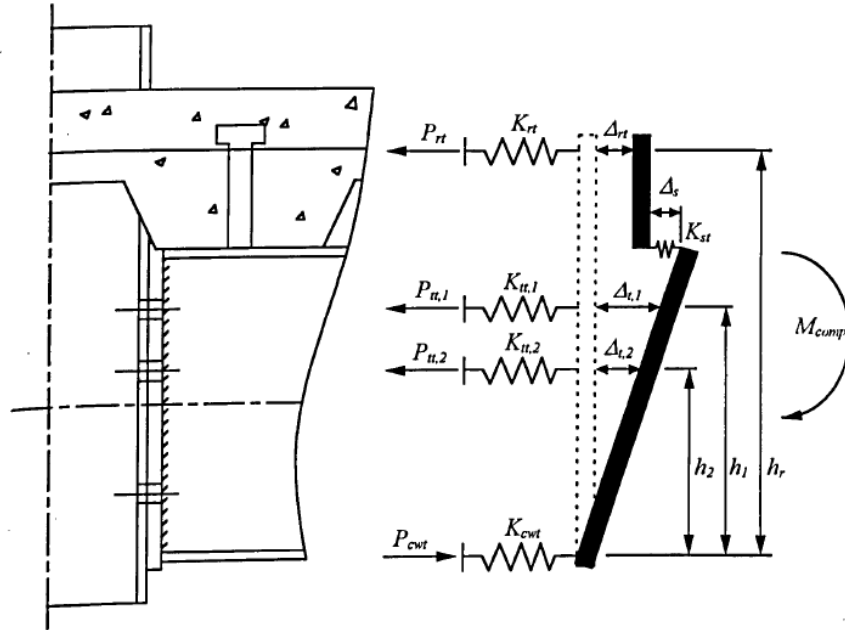


Fig. 4.45 - Modelo de componentes da ligação mista com deslizamento da laje. [52]

A rigidez global de rotação, S_{cjt} , pode ser expressa por:

$$S_{cjt} = \frac{1}{\frac{1}{\left[\frac{K_{rt} K_{st} D_r D}{K_{rt} + K_{st}} + K_{eqt} z^2 \right]} + \frac{1}{K_{cwt} z^2}} \quad (4.9)$$

Em que:

K_{rt} – Rigidez axial das armaduras da laje;
 K_{st} – Rigidez dos conetores metálicos ($\cong 200$ kN/mm);
 K_{eqt} , K_{cwt} e z são definidos em 4.3.1.1.

A rigidez das armaduras da laje é dada pela seguinte expressão, proposta por Holmes *et al.* [39]:

$$K_{rt} = \frac{E_{rt} A_r}{l_r} \quad (4.10)$$

Em que:

E_{rt} – Módulo de elasticidade das armaduras longitudinais para uma dada temperatura;

A_r – Área de secção das armaduras longitudinais;

l_r – Comprimento efetivo das armaduras (em geral, este comprimento assume-se igual à distância entre o centro do pilar e o primeiro conetor metálico).

Sendo o comprimento efetivo das armaduras dado por:

$$l_r = \frac{D_c - [D_{rs} - B_c]}{2} - t_{cf} \quad (4.11)$$

Em que:

D_c – Altura útil do pilar;

B_c – Largura do pilar (medida no banzo);

t_{cf} – Espessura do banzo do pilar;

D_{rs} – Espaçamento entre os varões longitudinais da laje.

Tal como para ligações simples, a validação deste modelo foi feita inicialmente mediante comparação com resultados experimentais à temperatura ambiente. Na Fig. 4.46, pode observar-se uma forte correlação entre os resultados do modelo e os experimentais, sendo que os do modelo são ligeiramente conservativos. A rigidez da ligação permanece aproximadamente constante até 45 kNm, ponto a partir do qual se verifica a sua rápida redução e consequente aumento da rotação, que se deve à plastificação das armaduras da laje.

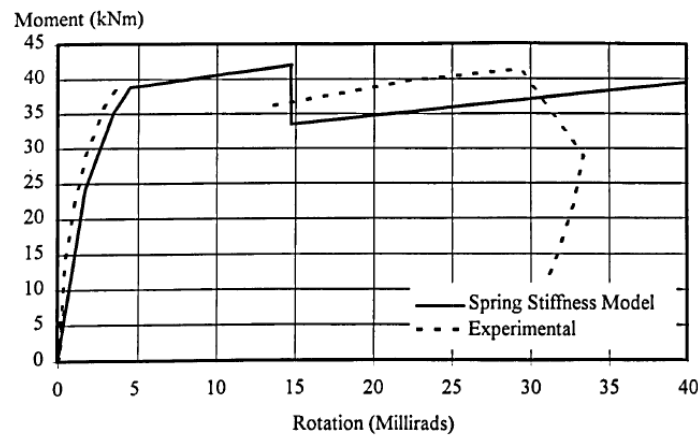


Fig. 4.46 - Curvas momento-rotação à temperatura ambiente obtidas a partir do modelo de componentes e de ensaios experimentais para ligações simples. [52]

A temperaturas elevadas, a validação do modelo é feita mediante comparação com os resultados experimentais, nomeadamente através da alteração de parâmetros como a rigidez e capacidade resistente com o aumento da temperatura. Na Fig. 4.47 está representada a perda de rigidez da ligação nos ensaios experimentais e no modelo de componentes desenvolvido por Leston-Jones; verificou-se um desvio significativo entre os resultados obtidos. De forma a avaliar as causas desta diferença, na mesma figura está representada também a perda de rigidez da alma do pilar (a tracejado) e das armaduras da laje (a traço interrompido), isoladamente. Para temperaturas inferiores a 400°C, a curva do modelo é bastante próxima da curva de rigidez das armaduras da laje, seguindo-se uma rápida degradação da rigidez do modelo, aproximando-se a curva deste da curva de rigidez da alma do pilar. Estes resultados sugerem que a perda de rigidez sofrida pela alma do pilar a esta temperatura tem uma influência bastante significativa no comportamento global da ligação. Na Fig. 4.48 pode observar-se que os resultados do modelo são conservativos, o que se pode atribuir ao facto de, nos ensaios experimentais, a alma do pilar ter sofrido deformações consideráveis, ao passo que as armaduras da laje permaneceram praticamente intactas.

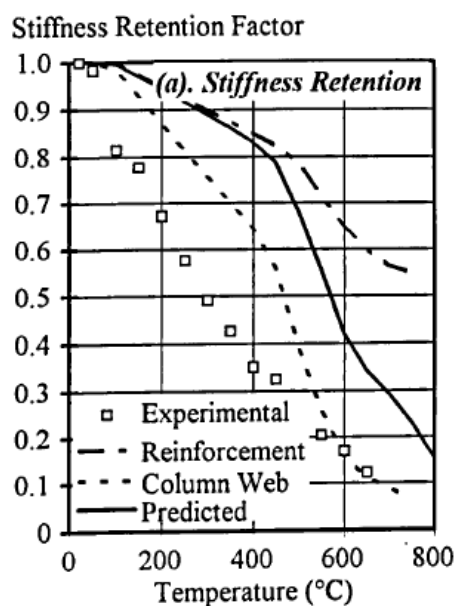


Fig. 4.47 - Evolução do fator de retenção da rigidez com o aumento da temperatura. [52]

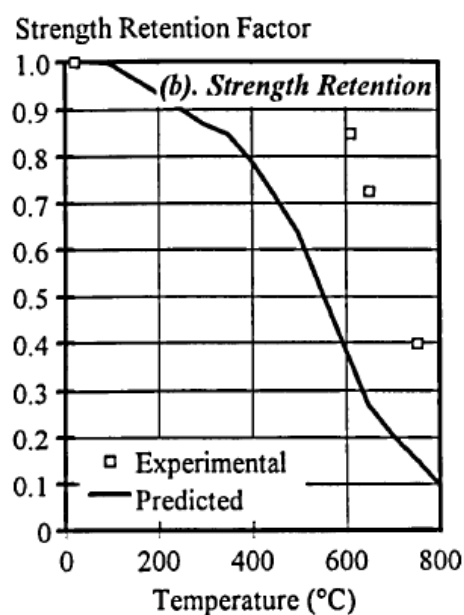


Fig. 4.48 - Evolução do fator de retenção da resistência com o aumento da temperatura. [52]

Na Fig. 4.49, observa-se que a rigidez da ligação mista sofre uma degradação superior à da ligação simples. Este fenómeno pode ser explicado pelo facto de a laje conferir uma rigidez bastante grande à zona de tração, sobrecarregando outros elementos da ligação como é a alma do pilar; a qual, por sua vez, sofre um decréscimo significativo da sua rigidez, afetando a rigidez global da ligação. Na Fig. 4.50, pode verificar-se que, tal como seria de esperar, a perda da capacidade resistente da ligação é maior na ligação simples do que na ligação mista.

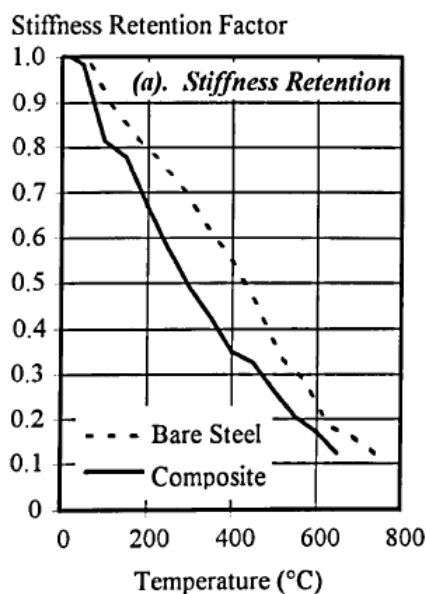


Fig. 4.49 – Comparação do fator de retenção da rigidez dos modelos simples e misto. [52]

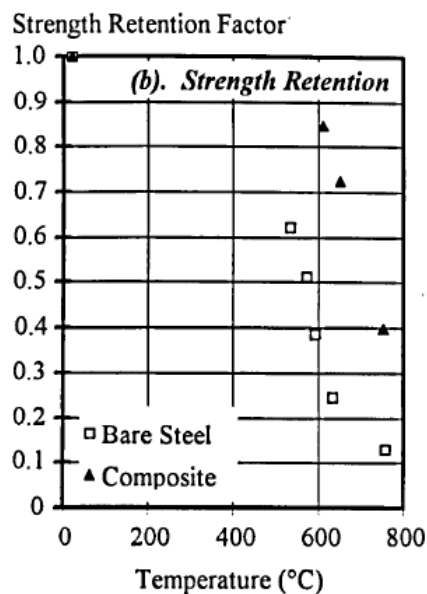


Fig. 4.50 - Comparação do fator de retenção da resistência dos modelos simples e misto. [52]

Na Fig. 4.51 pode observar-se um desvio entre o modelo desenvolvido por Leston-Jones e os resultados dos ensaios de Lawson [49]. No entanto, note-se que os resultados do modelo são conservativos e apresentam o mesmo modo de rotura que os ensaios experimentais, verificando-se uma rápida degradação da ligação após 80 minutos.

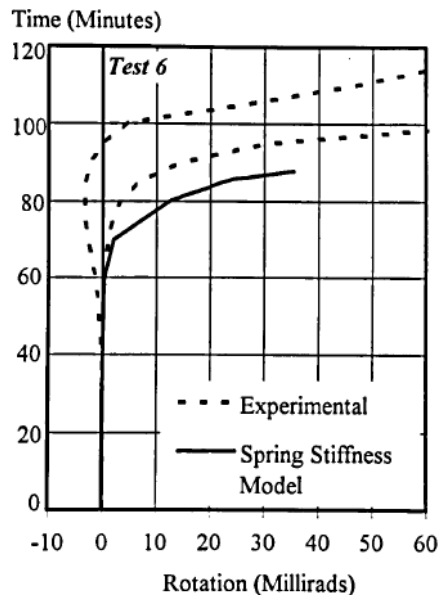


Fig. 4.51 – Comparação entre as curvas tempo-rotação dos resultados do modelo de componentes e dos resultados dos ensaios conduzidos por Lawson. [52]

Da comparação do modelo de componentes com os resultados dos ensaios experimentais, conclui-se que o comportamento de ligações simples do tipo ensaiado pode ser simulado com precisão pelo método das componentes. Porém, em ligações mistas verificaram-se algumas discrepâncias, nomeadamente no ritmo de degradação da ligação. Tal pode dever-se, para além

das razões supramencionadas, ao facto de o movimento do eixo de rotação da ligação ter sido desprezado no modelo misto, o que alteraria a carga real aplicada à alma do pilar.

4.3.2 Al-Jabri (1999)

Dando continuação ao trabalho iniciado por Leston-Jones, Al-Jabri [4] desenvolveu modelos de componentes para ligações simples e mistas com chapa de extremidade flexível, cujas características geométricas se ilustram nas Figs. 4.52 e 4.62 , respetivamente. Este tipo de ligação tem vindo a tornar-se cada vez mais popular, em especial em edifícios com vários pisos, por permitir uma redução significativa da secção transversal sem prejuízo da capacidade resistente, bem como pela sua facilidade de fabrico; aspetos que tornam esta solução bastante atrativa do ponto de vista económico. Ligações deste tipo são geralmente classificadas como rotuladas para efeitos de cálculo, sendo a chapa de extremidade parcialmente soldada à alma da viga. Apesar de a rotação não ser na realidade totalmente livre, como se assume na prática, este tipo de ligação apresenta uma flexibilidade bastante superior à das ligações consideradas semi-rígidas.

4.3.2.1 Ligação Simples com Chapa de Extremidade Flexível

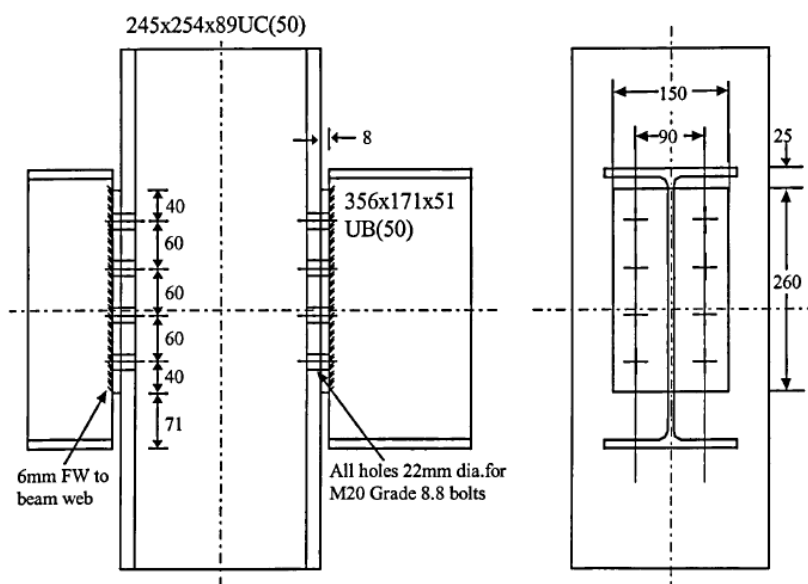


Fig. 4.52 - Ligação simples com chapa de extremidade flexível. [11]

Na Fig. 4.53 é ilustrado o modelo de componentes proposto por Al-Jabri para ligações simples com chapa de extremidade flexível. Note-se que este modelo apenas é válido para ligações em crucifixo do tipo ensaiado, onde não há deformação devido a forças de corte provocadas por momentos unilaterais.

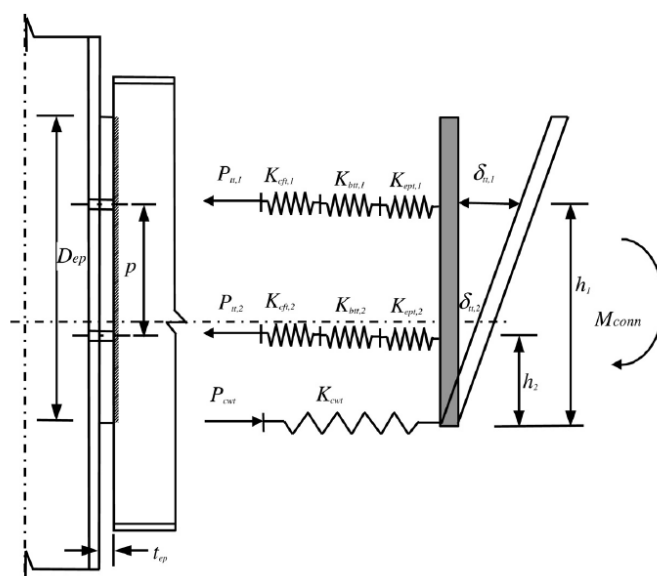


Fig. 4.53 – Modelo de componentes da ligação simples. [11]

O comportamento de ligações com chapa de extremidade flexível divide-se duas fases: uma primeira, em que a rotação se dá em torno do extremo inferior da chapa de extremidade; e uma segunda, em que a rotação se dá em torno do eixo de contacto entre o banzo inferior da viga e o pilar. Ambos os fenómenos são ilustrados nas Fig. 4.54 – a) e b). Note-se que na segunda fase a rigidez e a capacidade resistente da ligação são incrementadas, devido ao contacto do banzo da viga com o pilar, que obstrui a rotação. Devido à falta de dados experimentais que definam o comportamento na segunda fase, o modelo desenvolvido por Al-Jabri compreende apenas a resposta da ligação durante a primeira fase; no entanto, o mesmo autor propôs uma alteração simples ao modelo, que poderá ser implementada assim que estejam disponíveis dados experimentais relativos à segunda fase. A rigidez global de rotação da ligação para uma dada temperatura e momento aplicados, é obtida através da Eq. 4.3.

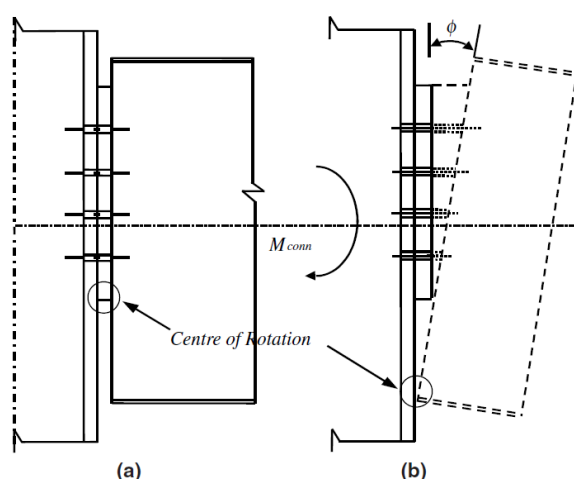


Fig. 4.54 – a) Rotação em torno do ponto inferior da chapa de extremidade; b) Rotação em torno do banzo inferior da viga. [11]

após a viga entrar em contacto com o pilar). O modo de rotura verificado no modelo é idêntico ao dos ensaios experimentais, dando-se o colapso por deformação da chapa de extremidade.

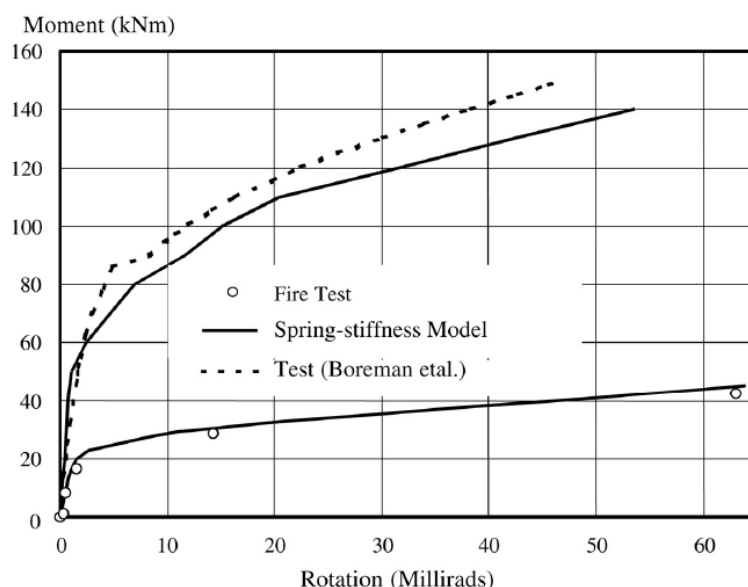


Fig. 4.58 – Comparação dos resultados do modelo de componentes com ensaios experimentais à temperatura ambiente. [11]

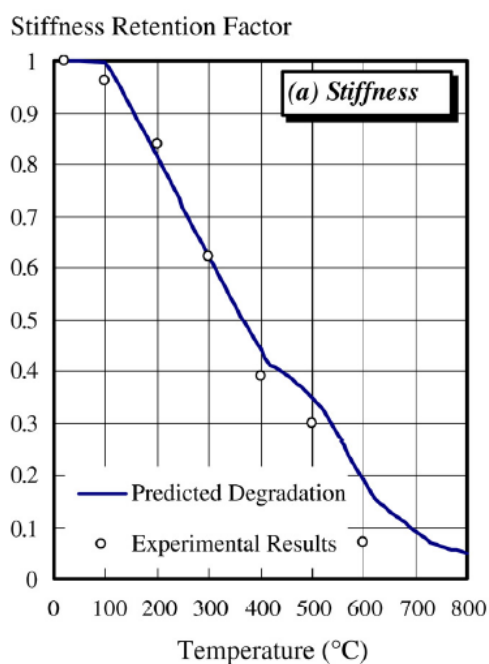


Fig. 4.59 – Comparação do fator de retenção da rigidez do modelo de componentes com o dos ensaios experimentais. [11]

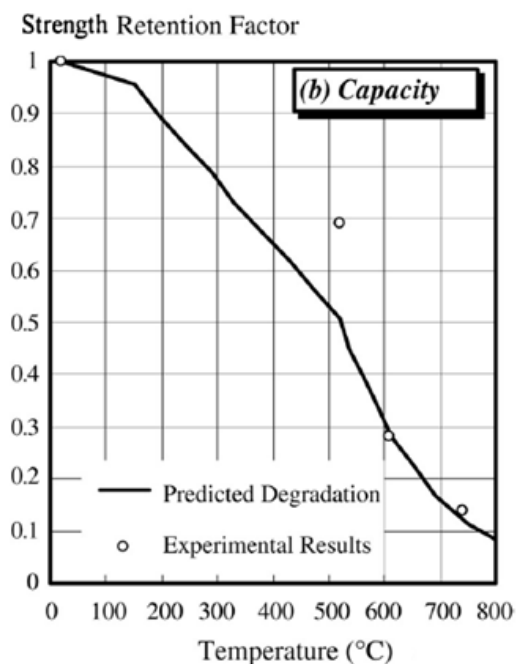


Fig. 4.60 – Comparação do fator de retenção da resistência do modelo de componentes com o dos ensaios experimentais. [11]

Nas Figs. 4.59 e 4.60 estão representadas, respetivamente, as variações dos fatores de retenção da rigidez e da capacidade resistente da ligação com chapa de extremidade flexível em função da temperatura. Na Fig. 4.59, pode observar-se que os resultados do modelo são bastante

próximos dos resultados experimentais até 400°C, ponto a partir do qual o modelo apresenta uma redução ligeiramente menos acentuada do fator de retenção da rigidez. Na Fig. 4.60, observa-se que os resultados do modelo são consistentes com os resultados experimentais a partir de 600°C. Porém, antes de 600°C verifica-se algum afastamento entre as curvas do fator de retenção da resistência. Tal pode dever-se ao facto de os dados experimentais serem bastante reduzidos, havendo apenas um ponto entre 10°C e 600°C, bem como ao facto de o modelo ter sido analisado considerando um número reduzido de intervalos de temperatura em que a rigidez se assume constante, o que torna a curva do modelo menos suave.

Na Fig. 4.61 está representada a variação da temperatura, medida no banzo inferior da viga, em função da rotação registada em dois ensaios experimentais. Estes ensaios são em tudo semelhantes exceto no momento aplicado, que foi de 8 kNm e 16 kNm, respetivamente. Como se pode observar, os resultados do modelo estão de acordo com os resultados experimentais, demonstrando a precisão deste método no cálculo de ligações com chapa de extremidade flexível.

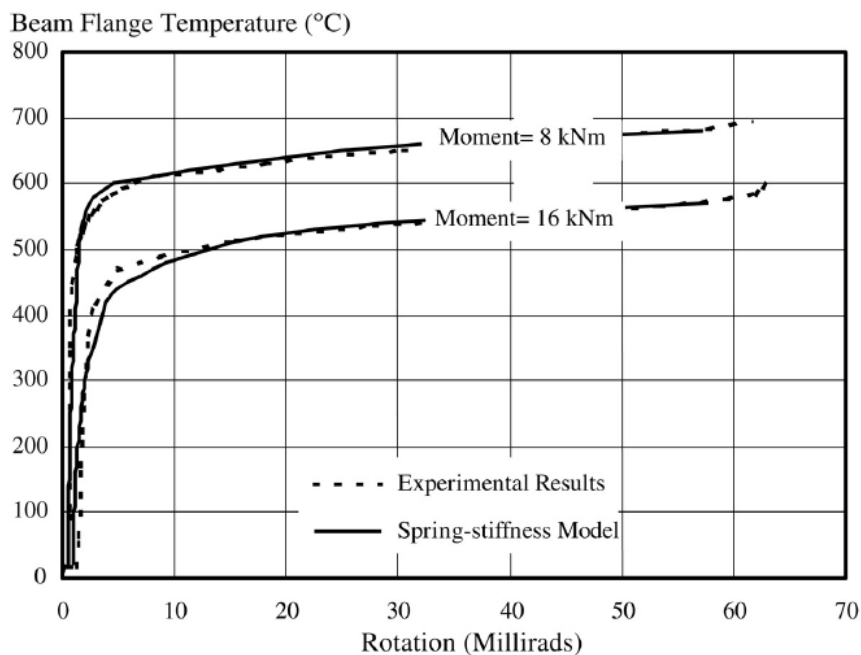


Fig. 4.61 – Curvas temperatura(no banzo inferior da viga)-rotação do modelo de componentes e dos ensaios experimentais. [11]

4.3.2.2 Ligação Mista com Chapa de Extremidade Flexível

Para efeitos de avaliação do modelo, a ligação mista (ilustrada na Fig. 4.62) é dividida em duas partes distintas: uma composta pelas componentes exclusivamente metálicas (*e.g.* banzos da viga, parafusos, chapas, etc.), cuja representação esquemática é em tudo semelhante à apresentada em 4.3.2.1; e outra composta exclusivamente pela laje. A rigidez global de rotação da ligação simples (*i.e.* sem incluir a ação da laje) obtém-se relacionando a rigidez das zonas de

compressão e de tração, formando uma mola única equivalente, que é determinada através da Eq. 4.3. No modelo da ligação mista, são introduzidas molas adicionais para representar o comportamento das componentes da laje, como as armaduras longitudinais e os conectores metálicos. Na Fig. 4.63 é ilustrado o modelo de componentes proposto por Al-jabri para uma ligação mista com chapa de extremidade flexível.

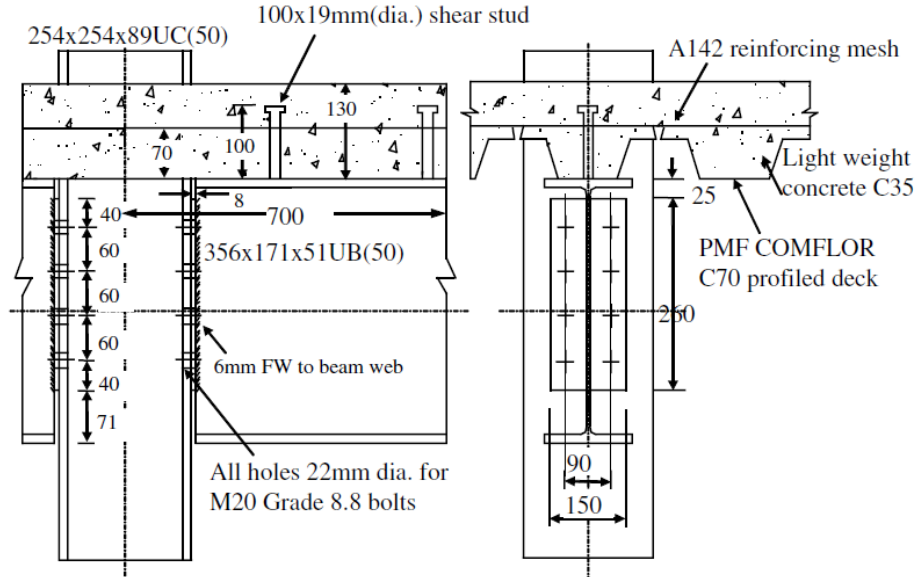


Fig. 4.62 – Ligação mista com chapa de extremidade flexível. [3]

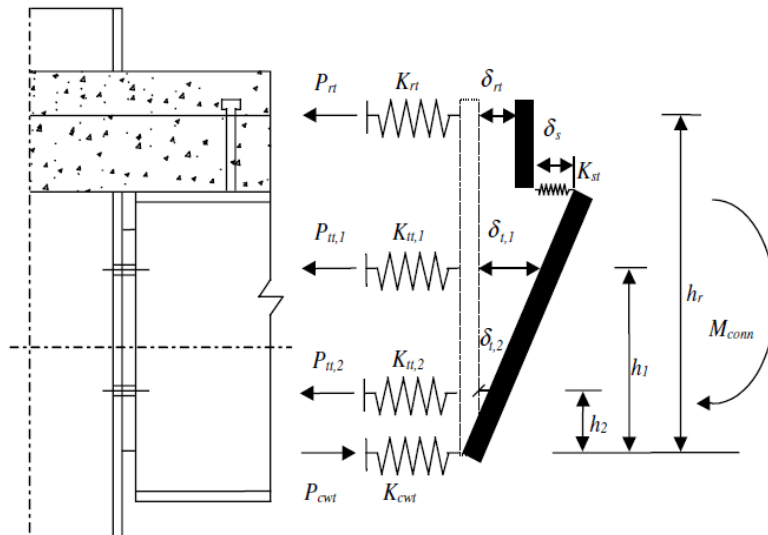


Fig. 4.63 – Modelo de componentes da ligação mista. [3]

A contribuição da laje para o desempenho de ligações mistas é desde há muito reconhecida, tanto à temperatura ambiente como a temperaturas elevadas. Através das armaduras longitudinais e dos conectores metálicos na zona de tração, que, por se situarem na zona mais elevada da secção, se encontram a temperaturas inferiores às dos restantes elementos, a laje

confere maior capacidade resistente à ligação, que se torna ainda mais relevante em situação de incêndio.

No caso de ligações mistas, as componentes que desempenham um papel resistente são as armaduras da laje, os conetores metálicos e os restantes elementos da ligação simples analisados em 4.3.2.1 (*e.g.* parafusos, chapa de extremidade, banzo do pilar, etc.). A rotação de uma ligação mista pode ser determinada, para um dado carregamento, a partir da seguinte expressão:

$$\phi = \frac{M}{S_{cc}} \quad (4.12)$$

Em que:

ϕ – Rotação da ligação;

M – Momento aplicado à ligação;

S_{cc} – Rigidez inicial de rotação da ligação mista.

A determinação da rigidez inicial de rotação pode ser efetuada segundo diversas fórmulas propostas por vários autores. Apresenta-se aqui a formulação sugerida por Aribert & Lachal [17] para ligações com chapa de extremidade rasa, dada pela seguinte expressão:

$$S_{cc} = S_c + \frac{D_b}{\frac{D_c}{2 E_r A_r h_r} + \frac{\alpha}{N k h_b}} \quad (4.13)$$

Em que:

S_c – Rigidez global de rotação da ligação simples (*i.e.* sem considerar a laje);

D_b – Altura útil da viga;

D_c – Altura útil do pilar;

E_r – Módulo de elasticidade das armaduras da laje;

A_r – Área de secção das armaduras;

h_r – Distância das armaduras ao centro de rotação da ligação;

α – Fator de ampliação ($\cong 2$);

N – Número de conetores metálicos ativos;

k – Rigidez secante de um conector metálico;

h_b – Distância do alinhamento superior de parafusos ao centro de rotação.

Anderson & Najafi [13] propuseram um modelo de componentes que relaciona o momento aplicado à ligação e a rotação. Este modelo tem em consideração o deslizamento dos conetores metálicos na superfície de contacto entre a viga e a laje, sendo a rotação dada por:

$$\phi = \frac{M}{\left[\frac{K_r K_s h_r h}{K_r + K_s} + K_b h_b^2 \right]} \quad (4.14)$$

Em que:

K_r – Rigidez axial das armaduras longitudinais da laje;

K_s – Rigidez dos conetores metálicos;

K_b – Rigidez axial dos parafusos;

h – Distância da superfície de contacto entre a viga e a laje ao centro de rotação;

h_r – Distância das armaduras longitudinais da laje ao centro de rotação;

h_b – Distância do alinhamento superior de parafusos ao centro de rotação.

Tal como no modelo para ligações simples (apresentado em 4.3.2.1), os resultados obtidos com este modelo foram comparados com resultados experimentais à temperatura ambiente. Na Fig. 4.64 estão representadas as curvas momento-rotação do modelo proposto por Al-Jabri e dos resultados experimentais; observa-se que a rigidez da ligação é constante até aproximadamente 45kNm, ponto a partir do qual os elementos metálicos da laje entram em cedência. Comparando os resultados obtidos com os dos gráficos da Fig. 4.58, pode concluir-se que a rigidez da ligação é significativamente aumentada com a introdução de uma laje mista. Após a ligação entrar em cedência, verifica-se alguma diferença entre as curvas experimental e do modelo de componentes, prevendo a segunda uma resposta mais flexível em regime plástico até se atingir uma rotação de aproximadamente 25 mrad, ponto a partir do qual se torna mais rígida. Tal fenómeno pode atribuir-se a alterações das propriedades dos materiais, bem como à falta de dados experimentais que caracterizem de forma satisfatória o comportamento da ligação em regime plástico.

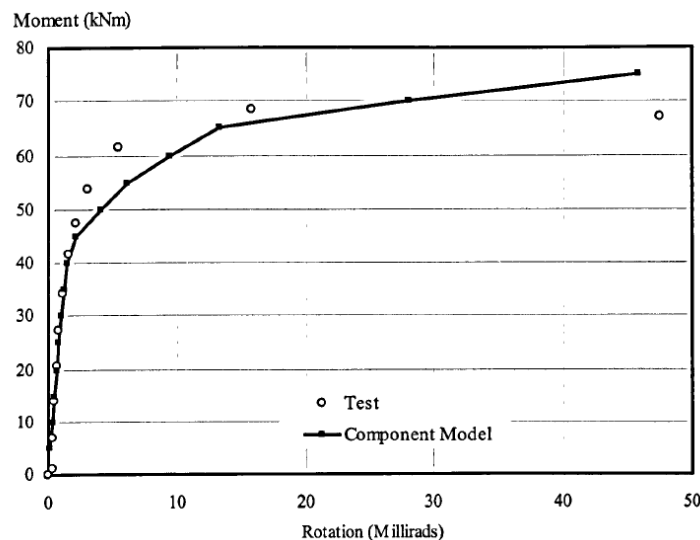


Fig. 4.64 –Curvas momento-rotação experimental e do modelo de componentes desenvolvido por Al-Jabri. [4]

O mecanismo de colapso obtido foi semelhante no modelo e nos ensaios experimentais, tendo-se verificado em ambos a rotura das armaduras da laje e deformações excessivas da chapa de

extremidade. Na Fig. 4.65 representa-se a variação do fator de retenção da rigidez em função da temperatura, verificando-se que a degradação da rigidez prevista no modelo está de acordo com os resultados experimentais. No gráfico da Fig. 4.66, pode observar-se que a perda de resistência da ligação prevista no modelo está de acordo com os resultados experimentais para temperaturas acima de 450°C. Abaixo desta temperatura não foi possível obter dados experimentais, uma vez que os baixos níveis de carregamento utilizados não provocaram deformações mensuráveis.

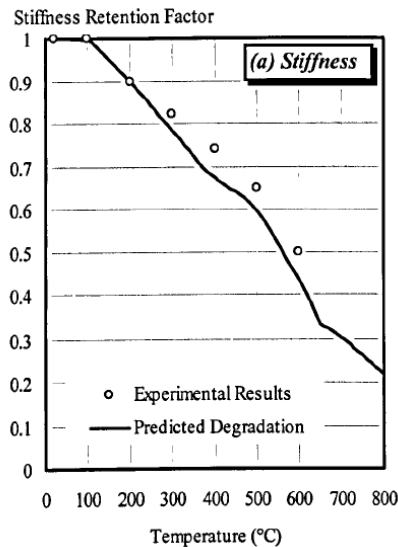


Fig. 4.65 – Comparação do fator de retenção da rigidez obtido no modelo e nos ensaios. [4]

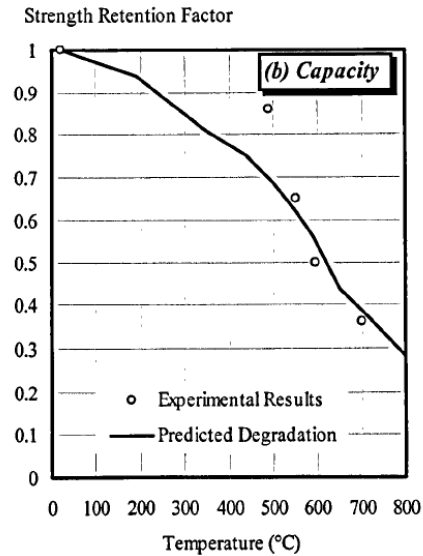


Fig. 4.66 - Comparação do fator de retenção da resistência obtido no modelo e nos ensaios. [4]

Na Fig. 4.67 está representado um gráfico que traduz a variação da rotação da ligação em função da temperatura (medida no banzo inferior da viga) para dois carregamentos diferentes (34kNm e 46 kNm). A partir do gráfico, constata-se que o modelo produz resultados bastante representativos do comportamento real da ligação.

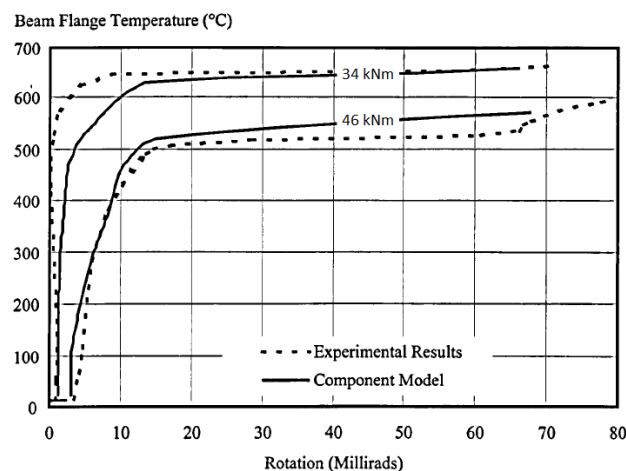


Fig. 4.67 - Curvas temperatura(no banzo inferior da viga)-rotação do modelo e dos ensaios experimentais. [4]

Face ao exposto, é possível concluir que a utilização dos modelos de componentes propostos por Al-Jabri para ligações simples e mistas com chapa de extremidade flexível deve obedecer às seguintes condições:

- Os modelos apenas são válidos na primeira fase do comportamento das ligações; isto é, apenas simulam o comportamento da ligação até ao instante em que o banzo inferior da viga entra em contacto com o pilar. O comportamento da ligação na segunda fase poderá ser incorporado no modelo assim que estiverem disponíveis resultados experimentais que o descrevam. No entanto, verificou-se que a alma do pilar resiste a compressões bastante elevadas, pelo que se admite que o movimento do eixo de rotação não alterará de forma significativa o comportamento da ligação.
- Os modelos são válidos apenas para ligações em crucifixo em que existam duas vigas simétricas ligadas ao pilar e orientadas segundo o eixo de maior inércia, uma vez que não são considerados esforços de corte na alma do pilar associados a assimetrias no carregamento.

4.3.3 Simões da Silva *et al.* (2001)

Também com o objetivo de alargar a utilização do método das componentes a ligações sujeitas a temperaturas elevadas, Simões da Silva *et al.* [84] conduziram uma investigação assente em modelos mecânicos compostos por molas e ligações rígidas. Desta investigação resultou o desenvolvimento de um processo analítico que incorpora a variação da tensão de cedência e do módulo de elasticidade das várias componentes à medida que a temperatura aumenta.

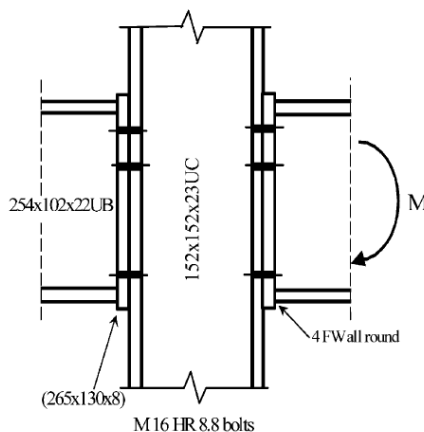


Fig. 4.68 – Ligação viga-pilar analisada. [84]

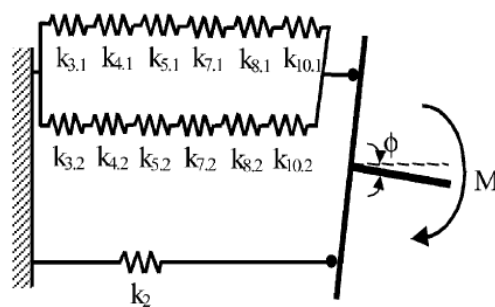


Fig. 4.69 – Modelo de componentes da ligação.
[84]

Para validar o modelo desenvolvido, foram utilizados resultados experimentais de um ensaio numa ligação viga-pilar em crucifixo com chapa de extremidade rasa (ver Fig. 4.68). O modelo consiste numa barra ligada ao apoio através de um conjunto de molas que atuam à tração na zona superior e à compressão na zona inferior, como se pode observar na Fig. 4.69. O deslocamento das molas provoca a rotação da barra, que simula a rotação de toda a ligação.

4.3.3.1 Caracterização das Componentes

É importante que se faça uma caracterização adequada de cada mola, sob a forma de uma curva força-deformação. As várias componentes (representadas por molas) podem dividir-se em três grupos: de ductilidade alta, de ductilidade média e de ductilidade baixa. Em cada grupo é necessário identificar alguns parâmetros essenciais: a rigidez elástica, K^e , a rigidez pós limite, K^{pl} , a carga de cedência, F^y , o deslocamento de cedência, Δ^y , e o deslocamento limite, Δ^f . Componentes com ductilidade elevada apresentam curvas força-deformação com uma primeira fase elástica, de declive positivo; e uma segunda fase, após a entrada do material em cedência, também com declive positivo, mas menos acentuado que o da primeira fase. Neste tipo de componente a deformação aumenta sempre com o aumento da carga aplicada, como se pode observar nas Figs. 4.70 e 4.71. A capacidade de deformação de uma componente deste grupo é quase ilimitada, não impondo restrições à rotação da ligação. As componentes de uma ligação que geralmente possuem ductilidade alta são: alma do pilar ao corte, alma e banzo da viga à tração, chapa de extremidade à flexão e banzo do pilar à flexão, sendo o comportamento destas duas últimas componentes avaliado experimentalmente recorrendo a um modelo *T-stub* (ver Fig. 4.72).

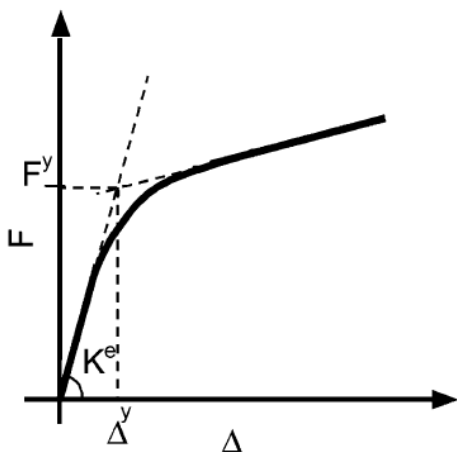


Fig. 4.70 – Curva força-deformação real de uma componente de ductilidade alta. [84]

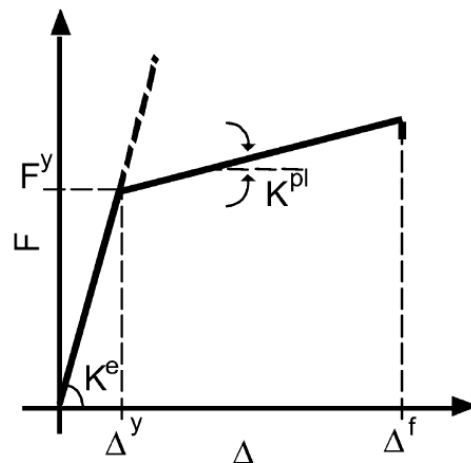


Fig. 4.71 - Aproximação bi-linear do comportamento de uma componente de ductilidade alta. [84]

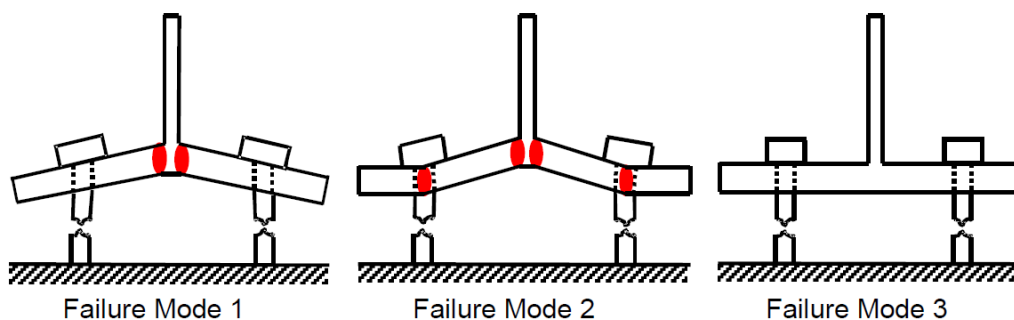


Fig. 4.72 – Modos de rotura de um modelo *T-stub*. [90]

Componentes com ductilidade média são caracterizadas por uma curva força-deformação com declive negativo após se atingir o ponto de cedência, pelo que nesta fase a força diminui com o aumento da deformação (ver Figs. 4.73 e 4.74). Incluem-se neste grupo de componentes a alma do pilar e a alma e o banzo da viga, que atuam todos em compressão.

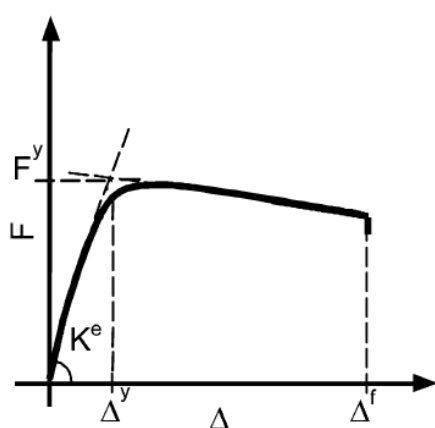


Fig. 4.73 - Curva força-deformação real de uma componente de ductilidade média. [84]

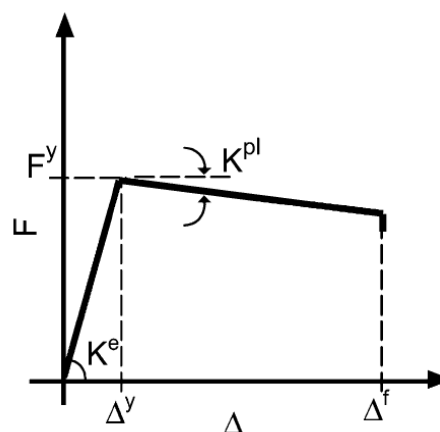


Fig. 4.74 - Aproximação bi-linear do comportamento de uma componente de ductilidade média. [84]

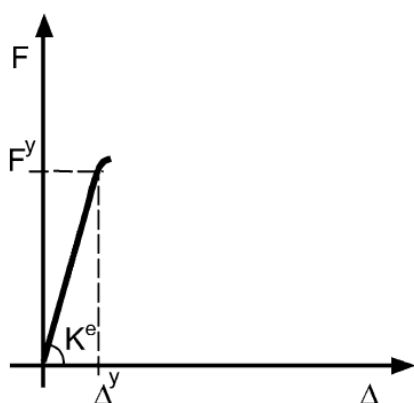


Fig. 4.75 - Curva força-deformação real de uma componente de ductilidade baixa. [84]

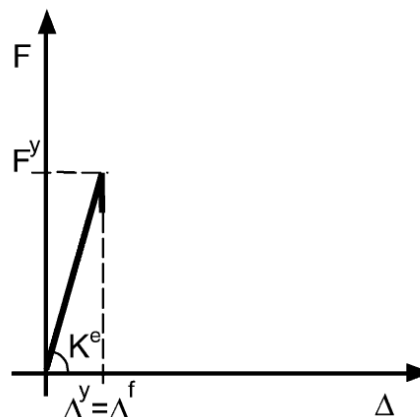


Fig. 4.76 - Aproximação bi-linear do comportamento de uma componente de ductilidade baixa. [84]

As componentes de ductilidade baixa, ditas frágeis, apresentam comportamento linear até atingirem a rotura, que se dá de forma abrupta, sem ser antecedida por deformações

significativas, como se pode observar nas Figs. 4.75 e 4.76. Fazem parte deste grupo os parafusos ao corte e à tração, bem como as soldaduras. No EC3-1-8 são propostos valores de cálculo para as propriedades dos três tipos de componentes apresentados.

4.3.3.2 Previsão Analítica do Comportamento da Ligação

A resposta momento-rotação de uma ligação é avaliada através de uma análise não-linear, dado que o comportamento das componentes é também não-linear. Esta análise pode realizar-se a partir de modelos numéricos ou de elementos finitos. Nesta fase, assume-se que o comportamento das várias componentes da ligação é conhecido à temperatura ambiente, sendo as correspondentes características de rigidez apresentadas sob a forma de uma aproximação bi-linear.

A avaliação da resposta de uma ligação sujeita ao fogo requer a alteração contínua das propriedades mecânicas com o aumento da temperatura. No presente método, esta alteração é implementada a nível das componentes, sendo a rigidez elástica, K^e , diretamente proporcional ao módulo de elasticidade, E , e a resistência de cada componente dependente da respetiva tensão de cedência, f_y . As Eqs. 4.15 a 4.17 quantificam as alterações mecânicas sofridas pelas componentes, i , para uma determinada temperatura, θ . Note-se que os valores obtidos são baseados nas características das componentes à temperatura ambiente (20°C).

$$F_{i;\theta}^y = k_{y;\theta} \times F_{i;20^\circ C}^y \quad (4.15)$$

$$K_{i;\theta}^e = k_{E;\theta} \times K_{i;20^\circ C}^e \quad (4.16)$$

$$K_{i;\theta}^{pl} = k_{E;\theta} \times K_{i;20^\circ C}^{pl} \quad (4.17)$$

Na implementação deste processo, é necessário que a temperatura seja aumentada de forma gradual, em pequenos incrementos, para que as propriedades do aço possam ser mantidas constantes em cada intervalo de temperatura. Este processo é apresentado detalhadamente nos parágrafos seguintes.

4.3.3.2.1 Resposta Isotérmica

Sendo conhecido o comportamento de uma ligação à temperatura ambiente, a sua resposta isotérmica, a uma determinada temperatura constante, θ , quando sujeita à flexão, é obtida de acordo com o seguinte procedimento:

Para uma carga $F' < F_{i;\theta}^y$, a deformação de uma dada componente i é dada por:

$$\Delta'_{i;\theta} = \frac{F'}{K_{i;\theta}^e} = \frac{F'}{k_{E;\theta} \times K_{i;20^\circ C}^e} = \frac{1}{k_{E;\theta}} \times \Delta_{i;20^\circ C} \quad (4.18)$$

Sendo o deslocamento de cedência, Δ^y , dado por:

$$\Delta^y_{i;\theta} = \frac{F^y_{i;\theta}}{K_{i;\theta}^e} = \frac{1}{k_{E;\theta}} \times \Delta^y_{i;20^\circ C} \quad (4.19)$$

De forma análoga, para $F'' \geq F^y_{i;\theta}$, tem-se:

$$\Delta''_{i;\theta} = \Delta^y_{i;\theta} + \frac{1}{k_{E;\theta}} \times \frac{F'' - F^y_{i;\theta}}{K_{i;20^\circ C}^{pl}} = \Delta^y_{i;\theta} + \frac{1}{k_{E;\theta}} \times \frac{\Delta^f_{i;20^\circ C} - \Delta^y_{i;20^\circ C}}{F^f_{i;20^\circ C} - F^y_{i;20^\circ C}} (F'' - F^y_{i;\theta}) \quad (4.20)$$

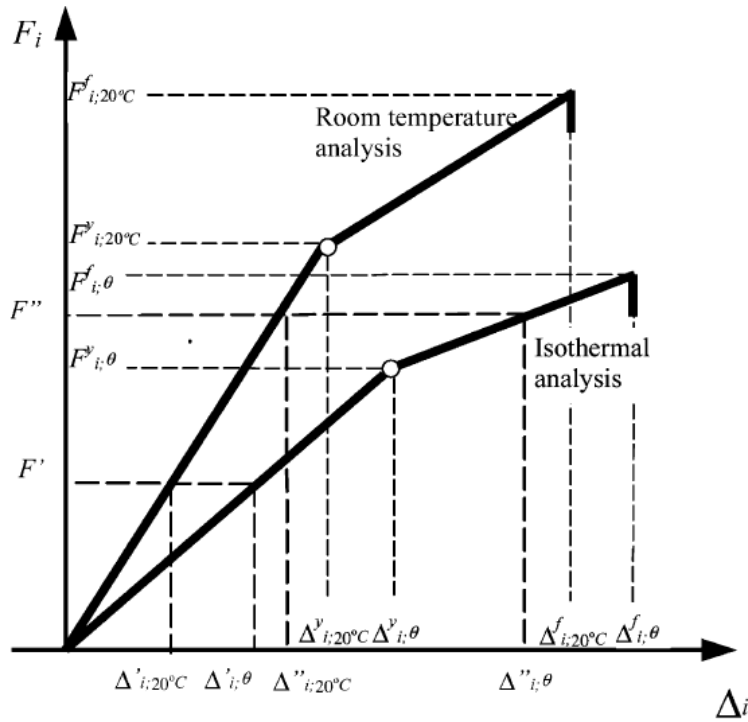


Fig. 4.77 – Curvas força-deformação isotérmica de uma componente. [84]

O momento atuante na ligação, para um dado nível de deformação, é dado por:

$$M_\theta = F_{r;\theta} \times z = k_{y;\theta} \times M_{20^\circ C} \quad (4.21)$$

Neste caso, $r = 1, 2$, pois existem dois níveis de deformação. As forças axiais $F_{1;\theta} = F_{2;\theta}$ e o braço z estão representados na Fig. 4.78.

Assim, para uma componente arbitrária, no ponto de cedência tem-se:

$$M_{i;\theta}^y = k_{y;\theta} \times M_{i;20^\circ C}^y \quad (4.22)$$

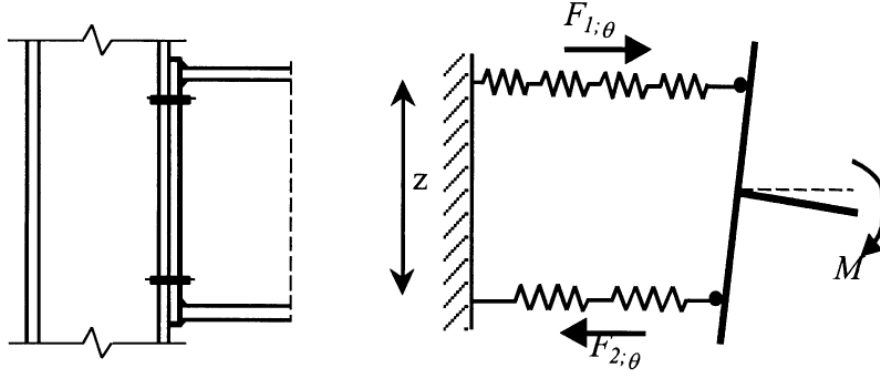


Fig. 4.78 – Forças axiais nas zonas de tração e compressão de uma ligação. [84]

Expressões similares podem ser deduzidas de forma recursiva para a rigidez e para a rotação da ligação. Deste modo, a rigidez inicial de uma ligação sujeita à flexão é dada por:

$$S_1 = S_{j,ini} = \frac{E \times z^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (4.23)$$

E, a uma temperatura θ ,

$$S_{1;\theta} = \frac{E_\theta \times z^2}{\sum_i \frac{1}{k_{i;\theta}}} \quad (4.24)$$

A rotação quando a primeira componente entra em cedência é dada por:

$$\phi_{1;\theta}^y = \frac{M_{1;\theta}^y}{S_{1;\theta}} = \frac{k_{y;\theta}}{k_{E;\theta}} \times \phi_{1;20^\circ C}^y \quad (4.25)$$

Assumindo que as equações seguintes são válidas para um segmento s , tal como ilustrado na Fig. 4.77, vem que:

$$S_{s;\theta} = k_{E;\theta} \times S_{s;20^\circ C} \quad (4.26)$$

E

$$\phi_{s;\theta}^y = \frac{k_{y;\theta}}{k_{E;\theta}} \times \phi_{s;20^\circ C}^y \quad (4.27)$$

Seja

$$\bar{\phi}_{s+1;\theta}^y = \phi_{s+1;\theta}^y - \phi_{s;\theta}^y \quad (4.28)$$

Assim, dado que:

$$\bar{S}_{s+1;\theta} = \frac{M_{s+1;\theta}^y - M_{s;\theta}^y}{\bar{\phi}_{s+1;\theta}^y} \quad (4.29)$$

Para um segmento $s+1$, tem-se que:

$$\bar{S}_{s+1;\theta} = \frac{E_{\theta} \times z^2}{\left(\sum_{i=1}^s \frac{1}{k_i^{pl}} + \sum_{i=s+1}^n \frac{1}{k_i^e} \right)} = k_{E;\theta} \times S_{s+1;20^{\circ}C} \quad (4.30)$$

Sendo n o número total de componentes.

Por fim, a rotação de uma determinada componente i é dada por:

$$\phi_{i;\theta}^y = \frac{M_{i;\theta}^y}{S_{i;\theta}} = \frac{k_{y;\theta}}{k_{E;\theta}} \times \phi_{i;20^{\circ}C}^y \quad (4.31)$$

As equações apresentadas permitem a definição de uma curva momento-rotação genérica para uma determinada temperatura θ , como a representada na Fig. 4.77.

4.3.3.2.2 Resposta Anisotérmica

Quando sujeitas a um aumento gradual de temperatura a carga constante, as propriedades dos materiais sofrem uma degradação progressiva, que eventualmente conduz a uma perda significativa da resistência da ligação e ao consequente colapso, como se pode observar nas Figs. 4.79 e 4.80 . A temperatura para a qual a ligação atinge o colapso designa-se de temperatura crítica, θ_f . Assim:

$$M_{j,Ed} = M_{j,max;\theta_f} \quad (4.32)$$

Em que $M_{j,Ed}$ é o momento de cálculo atuante na ligação.

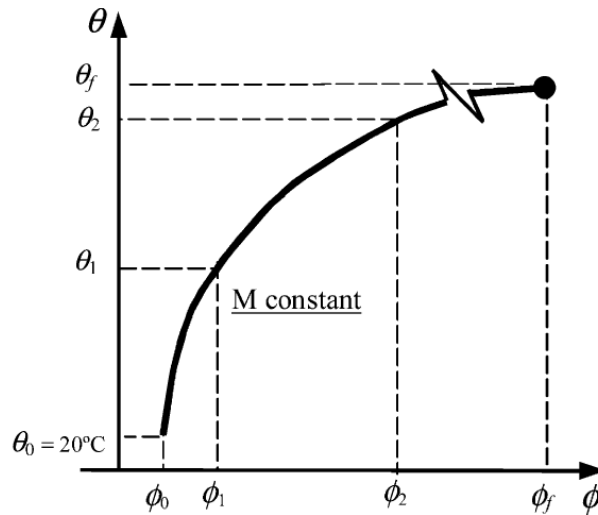


Fig. 4.79 – Curva temperatura-rotação a momento constante. [84]

Segundo o EC3-1-2, a avaliação da temperatura crítica requer a determinação do grau de utilização da ligação no instante $t=0$, μ_0 , dado por:

$$\mu_0 = \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,max;20^\circ C}} \quad (4.33)$$

Em que:

$M_{j,max;20^\circ C}$ – Momento atuante máximo à temperatura ambiente (20°C).

Em elementos com uma distribuição uniforme de temperatura, a degradação da resistência é proporcional à diminuição da tensão de cedência. Logo, a partir das Eqs. 4.15 e 4.32, deduz-se que:

$$\mu_0 \times M_{j,max;20^\circ C} = k_{y;\theta_f} \times M_{j,max;20^\circ C} \quad (4.34)$$

Por fim, conclui-se que:

$$\mu_0 = k_{y;\theta_f} \quad (4.35)$$

Uma vez que, em condições anisotérmicas, o grau de utilização pode ser conhecido *a priori*, a Eq. 4.35 permite o cálculo direto da temperatura crítica através da Tabela 4.1. A correspondente rotação da ligação é calculada através da Eq. 4.31, para uma determinada componente *i*.

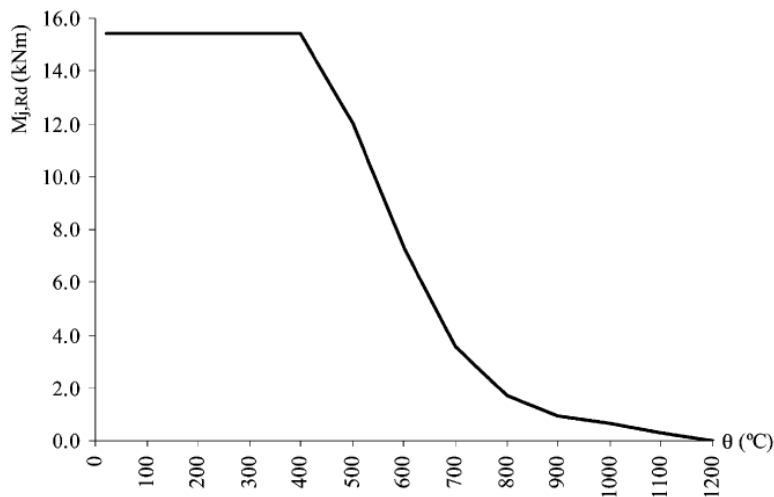


Fig. 4.80 – Variação do momento resistente da ligação em função da temperatura. [84]

Tabela 4.1 – Fatores de redução da tensão de cedência e do módulo de elasticidade. [68]

Temperatura, θ_a [°C]	Fator de redução da tensão de cedência, f_y $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Fator de redução do módulo de elasticidade, E_a $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20	1	1
100	1	1
200	1	0.9
300	1	0.8
400	1	0.7
500	0.78	0.6

600	0.47	0.31
700	0.23	0.13
800	0.11	0.09
900	0.06	0.0675
1000	0.04	0.045
1100	0.02	0.0225
1200	0	0

4.3.4 Spyrou *et al.* (2002)

Os trabalhos desenvolvidos por Leston-Jones (4.3.1) e por Al-Jabri (4.3.2) foram mais tarde continuados por Spyrou *et al.* [86][87], que desenvolveram um modelo de componentes de uma ligação simples em aço com chapa de extremidade rasa, tendo em consideração não só a rotação mas também as forças axiais que se geram numa ligação viga-pilar, formando zonas de compressão [88] e de tração [89], tal como ilustrado na Fig. 4.82. Neste modelo, a viga e o pilar são representados por duas barras rígidas unidas por duas molas não lineares. Cada uma das molas atua dentro dos quadrantes de tração e de compressão do gráfico da Fig. 4.81. O procedimento de cálculo é semelhante ao apresentado em 4.3.3. Na Fig. 4.83, é possível comparar os resultados obtidos através deste método e os resultados dos ensaios experimentais conduzidos por Leston-Jones (ver 3.4.1.3), para diferentes valores de carregamento. Note-se que as curvas temperatura-rotação do modelo são quase sempre conservativas.

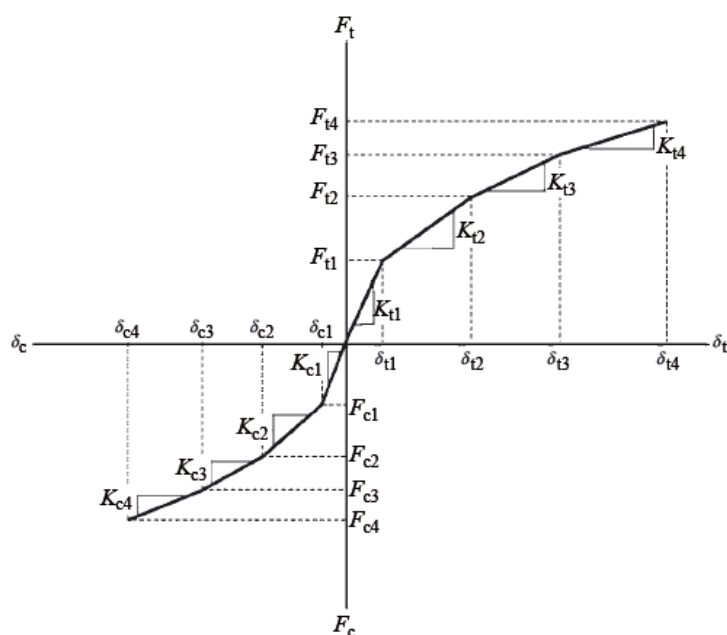


Fig. 4.81 – Curvas força-deformação das zonas de tração(+) e compressão(-). [25]

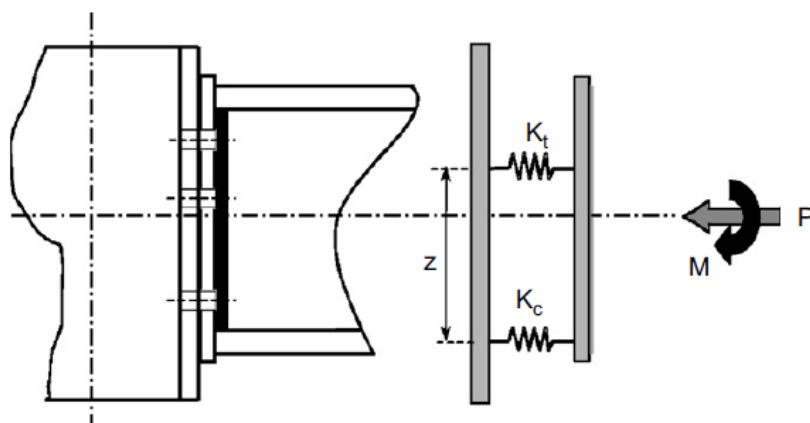


Fig. 4.82 – Modelo de componentes de uma ligação viga-pilar representado por molas. [25]

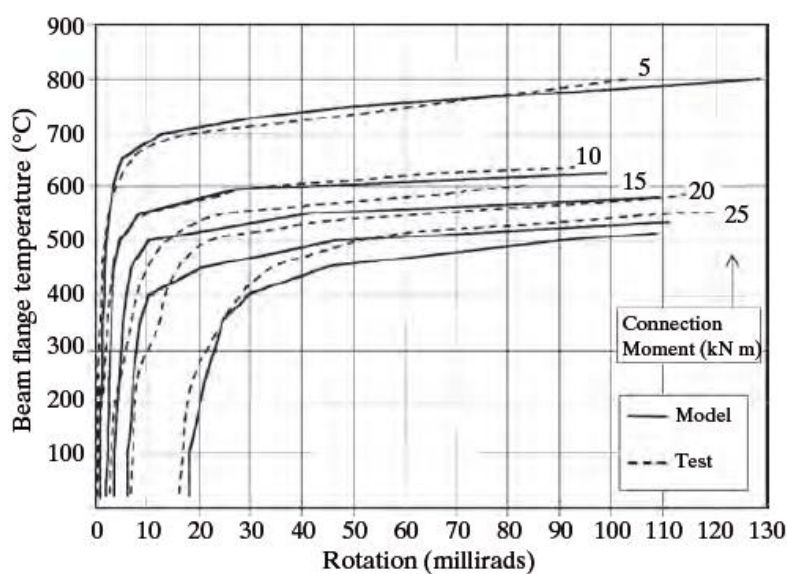


Fig. 4.83 – Curvas temperatura-rotação dos resultados do modelo de Spyrou *et al.* e dos ensaios de Leston-Jones. [25]

4.3.5 Block *et al.* (2006)

No âmbito de um programa de investigação sobre o comportamento de ligações sujeitas à ação do fogo, conduzido na Universidade de Sheffield, no Reino Unido, Block *et al.* [21] desenvolveram um sofisticado modelo de componentes, de forma a ser introduzido no programa de elementos finitos *Vulcan*. Este modelo, ilustrado na Fig. 4.84, permite a simulação do comportamento não-linear de ligações a temperaturas elevadas e é composto pelas seguintes componentes: chapa de extremidade à flexão, banzo do pilar à flexão, parafusos à tração e alma do pilar à compressão, sendo ainda adicionada uma mola no centro do modelo (mola 5 na Fig. 4.84) para transmitir os esforços de corte entre os dois nós.

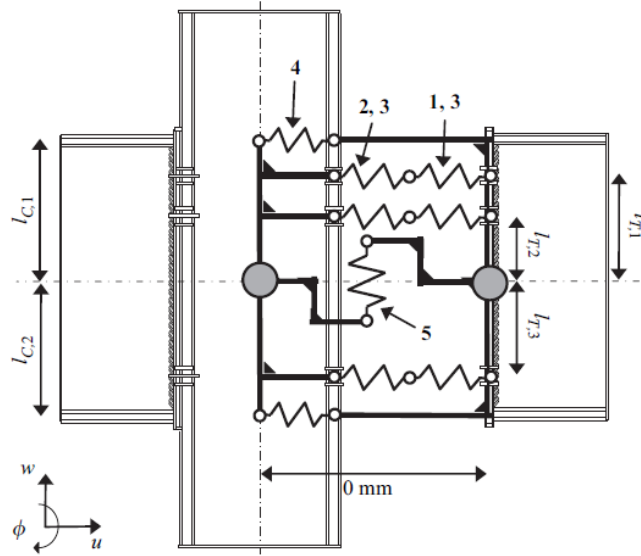


Fig. 4.84 – Modelo de componentes com esforços de corte. [21]

De forma a implementar este modelo no programa *Vulcan*, o comportamento das componentes teve de ser formulado seguindo os princípios do método dos elementos finitos. Assim, o comportamento da ligação é representado pela equação seguinte:

$$F = K u \quad (4.36)$$

Em que, para uma dada componente:

F – Força aplicada à componente;

K – Rigidez da componente;

u – Deslocamento da componente.

Contudo, devido ao comportamento não-linear das componentes da ligação e dos elementos adjacentes sujeitos ao fogo, a Eq. 4.36 tem de ser resolvida iterativamente, utilizando uma rigidez tangente e forças e deslocamentos incrementais, tendo a seguinte forma modificada:

$$\Delta F = K' \Delta u \quad (4.37)$$

Em que, para uma dada componente e para uma dada iteração:

ΔF – Força incremental;

K' – Rigidez tangente;

Δu – Deslocamento incremental.

Este modelo foi testado em ligações com chapa de extremidade rasa e comparado com os resultados experimentais obtidos por Leston-Jones, apresentados em 3.4.1.3. Na Fig. 4.85 representam-se as curvas temperatura-rotação dos parafusos do modelo e dos ensaios experimentais, para carregamentos de 10 e 20 kNm, sendo visível a concordância de resultados.

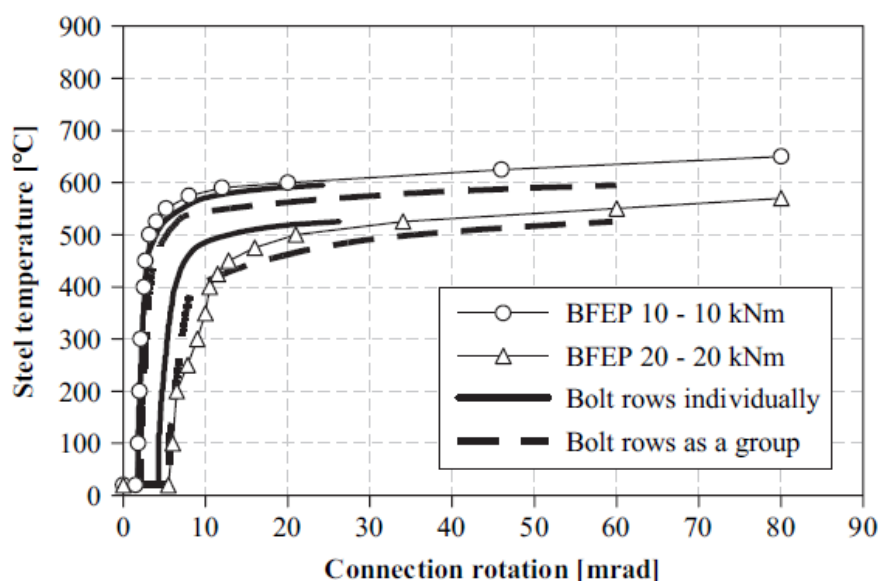


Fig. 4.85 – Curvas temperatura-rotação do modelo e dos ensaios de Leston-Jones. [21]

4.4 Método das Redes Neurais Artificiais

4.4.1 Descrição Geral do Método

O método das redes neurais artificiais (RNAs) [45][70] é um método computacional utilizado na resolução de problemas não-lineares com variáveis múltiplas. Utiliza modelos de inteligência artificial que tentam reproduzir a capacidade humana de aprender com experiências anteriores e de encontrar soluções para novos problemas. Nos últimos anos, este método tornou-se bastante popular devido à sua simplicidade, facilidade de utilização e capacidade para analisar dados incompletos ou de difícil leitura, bem como para ultrapassar vários obstáculos encontrados noutros métodos. Este método mimetiza o comportamento do cérebro humano do seguinte modo: primeiro, a rede neuronal adquire informação através de um processo de aprendizagem; por sua vez, esta informação é armazenada e transmitida através de conexões, à semelhança do processo de neurotransmissão que ocorre no cérebro humano com a emissão de sinapses entre neurónios. Um sistema de RNAs é composto por camadas, de modo a formar uma rede; existe assim uma camada de entrada (*input layer*) e uma camada de saída (*output layer*). Podem ainda existir uma ou mais camadas intermédias (*hidden layers*). Nas Figs. 4.86 e 4.87 estão representadas redes neurais de duas e quatro camadas, respetivamente.

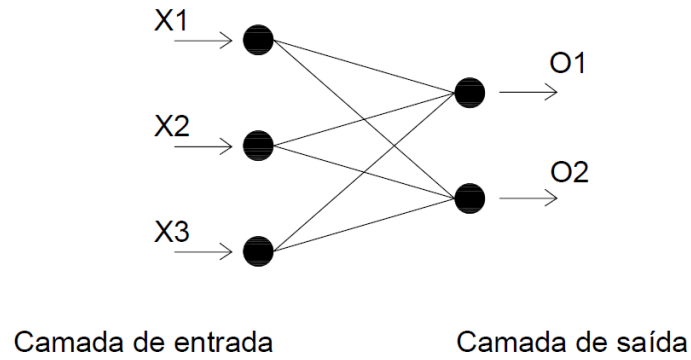


Fig. 4.86 – RNA simples de duas camadas.

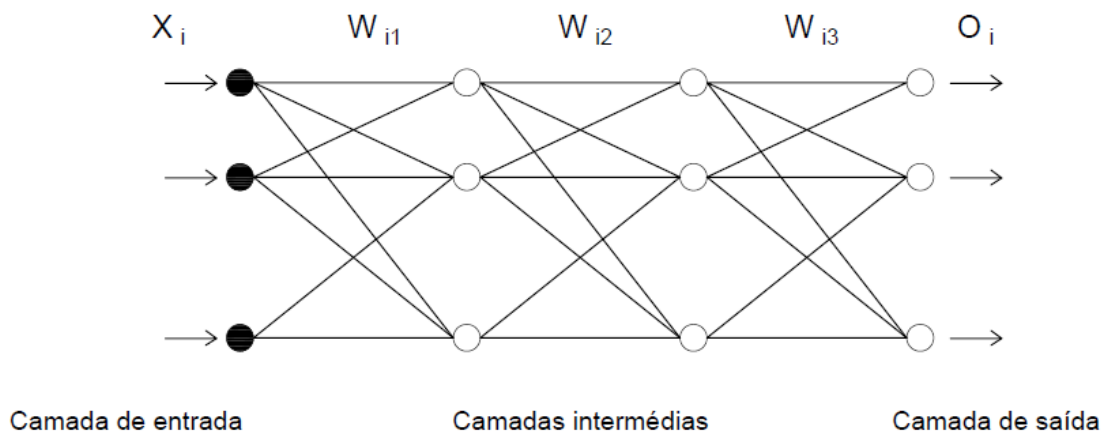


Fig. 4.87 – RNA de quatro camadas com duas camadas intermédias.

Os neurónios da camada de entrada recebem informação sobre os parâmetros de entrada, x_i , que descrevem o problema (*e.g.* propriedades geométricas, propriedades dos materiais, temperatura, carregamento, etc.) e que são ponderados pelos pesos de conexão, w_{ij} . Cada peso define a influência do respetivo parâmetro de entrada. É depois calculada a soma ponderada dos dados provenientes da camada de entrada através de uma função de combinação, A_j , dada por:

$$A_j(\bar{x}, \bar{w}) = \sum_{i=1}^n x_i w_{ij} \quad (4.38)$$

Na camada de saída, os valores desta soma são transformados através de uma função de ativação, $f(A_j)$, que produz os parâmetros de saída, O_j .

$$O_j(\bar{x}, \bar{w}) = f(A_j) \quad (4.39)$$

A função de ativação pode ser linear ou não-linear. As funções lineares permitem converter uma rede com várias camadas numa rede com uma única camada, constituída pelas matrizes ponderadas de todas as camadas envolvidas. As funções não-lineares permitem uma transmissão

de informação entre as várias camadas que não seria possível com outro tipo de função, devido à complexidade do processo. Entre as funções de ativação mais utilizadas em sistemas de RNAs encontram-se as funções degrau, bi-linear e sigmóide, em especial esta última, que tem a seguinte forma:

$$O_j(\bar{x}, \bar{w}) = \frac{1}{1 + e^{-A_j(\bar{x}, \bar{w})}} \quad (4.40)$$

A função sigmóide aproxima-se de 1 para valores elevados positivos de A_j , é igual a 0.5 quando A_j é zero, e é próxima de 0 para valores elevados negativos de A_j , o que permite “suavizar” as oscilações dos parâmetros de saída.

O desempenho de uma rede neuronal é bastante influenciado pelo coeficiente de aprendizagem, que determina o grau de variação do peso relativamente a uma determinada conexão. Sempre que um conjunto de parâmetros é introduzido no sistema, os pesos das conexões são ligeiramente alterados, por forma a reduzir o erro dos resultados na próxima vez que o mesmo conjunto de parâmetros for apresentado, num processo algorítmico denominado método da propagação de erros. O coeficiente de aprendizagem toma valores entre 0 e 1, sendo que 1 significa a modificação máxima no peso da conexão. Quanto maior for o ritmo de aprendizagem de um sistema, maior a sua tendência para se tornar instável, o que pode comprometer a sua capacidade de produzir resultados fiáveis. Por outro lado, se o ritmo de aprendizagem for muito baixo, o tempo de aprendizagem é maior, e o processo pode tornar-se bastante moroso. De modo a contornar este problema, é geralmente utilizado um coeficiente de aprendizagem adaptativo; ou seja, um coeficiente que tem valores elevados na fase inicial do processo, quando o erro é maior, e que se reduz à medida que a variação dos pesos estabiliza e o erro diminui.

O fator de momento também tem um papel relevante na aprendizagem do sistema, pois descreve a proporção da variação do peso que é adicionado a cada variação de peso subsequente. Se este fator tomar valores reduzidos, poderá verificar-se uma oscilação grande dos pesos e consequente instabilidade no sistema, ao passo que valores elevados do fator de momento poderão comprometer a adaptabilidade da rede. Para que se verifique uma propagação de erros estável, é desejável que este fator seja inferior a um. A meio do processo de treino, quando o sistema está geralmente sujeito a variações elevadas, devem utilizar-se fatores de momento baixos; numa fase mais avançada, é aconselhável utilizar valores mais elevados, perto da unidade, de modo a dissipar pequenas oscilações do erro quando estas ocorrem.

O método da propagação de erros consiste na diminuição do erro através da correção dos pesos após cada iteração. O erro é dado pelo quadrado da diferença entre os resultados obtidos através da rede, O_j , e os resultados desejados (obtidos a partir de ensaios experimentais), d_j , de acordo com a seguinte expressão:

$$E_j(\bar{x}, \bar{w}, \bar{d}) = (O_j(\bar{x}, \bar{w}) - d_j)^2 \quad (4.41)$$

O erro é representado pelo quadrado da diferença entre O_j e d_j para que tenha sempre sinal positivo; e para que seja maximizado caso esta diferença seja elevada e minimizado se esta for reduzida, levando assim a uma aprendizagem mais célere do sistema. O erro total da rede é dado pela soma dos erros dos neurónios da camada de saída. Assim:

$$E(\bar{x}, \bar{w}, \bar{d}) = \sum_j (O_j(\bar{x}, \bar{w}) - d_j)^2 \quad (4.42)$$

O algoritmo da propagação de erros avalia a dependência do erro em relação aos dados de entrada, dados de saída e pesos. Os pesos são ajustados através do seguinte gradiente:

$$\Delta w_{ji} = -\eta \frac{\partial E}{\partial w_{ji}} \quad (4.43)$$

Onde η é o coeficiente de aprendizagem.

Para calcular as derivadas do erro em ordem aos pesos, é necessário conhecer primeiro a relação entre o erro e os dados de saída, dada pela seguinte relação diferencial:

$$\frac{\partial E}{\partial O_j} = 2(O_j - d_j) \quad (4.44)$$

É também necessário calcular as variações dos dados de saída em ordem aos pesos, dadas por:

$$\frac{\partial O_j}{\partial w_{ji}} = \frac{\partial O_j}{\partial A_j} \frac{\partial A_j}{\partial w_{ji}} = O_j(1 - O_j)x_i \quad (4.45)$$

Das Eqs. 4.44 e 4.45 resulta que:

$$\frac{\partial E}{\partial w_{ji}} = \frac{\partial E}{\partial O_j} \frac{\partial O_j}{\partial w_{ji}} = 2(O_j - d_j)O_j(1 - O_j)x_i \quad (4.46)$$

Assim, o ajuste em cada peso é dado por:

$$\Delta w_{ji} = -2\eta(O_j - d_j)O_j(1 - O_j)x_i \quad (4.47)$$

No caso de uma rede com três camadas é necessário proceder a algumas alterações à formulação apresentada. Para ajustar os pesos, v_{ij} , de uma camada anterior, tem de se calcular primeiro a dependência do erro em relação aos dados de entrada dessa camada. Para tal, substitui-se x_i por

w_{ij} nas Eqs. 4.45, 4.46 e 4.47 e averigua-se a dependência do erro em relação ao peso v_{ji} . Tem-se pois:

$$\Delta v_{ji} = -\eta \frac{\partial E}{\partial v_{ji}} = -\eta \frac{\partial E}{\partial x_i} \frac{\partial x_i}{\partial v_{ji}} \quad (4.48)$$

Em que:

$$\frac{\partial E}{\partial v_{ji}} = 2(O_j - d_j)O_j(1 - O_j)w_{ji} \quad (4.49)$$

E

$$\frac{\partial x_i}{\partial v_{ji}} = x_i(1 - x_i)v_{ji} \quad (4.50)$$

4.4.2 Al-Jabri *et al.* (2007)

Os primeiros estudos do comportamento de ligações utilizando RNAs foram conduzidos por Al-Jabri *et al.* [6][9], que consideraram um conjunto de ligações viga-pilar semi-rígidas simples e mistas cuja capacidade rotacional se pretendia avaliar em função do aumento da temperatura. Para tal, foi construído um modelo de RNAs que tinha como parâmetros de entrada os valores, em cada instante, da temperatura e do momento aplicados à ligação; e como parâmetros de saída a rotação da ligação (ver Fig. 4.88). Foram utilizados resultados obtidos a partir de 20 ensaios experimentais para “treinar” o modelo e validar posteriormente os resultados por este produzidos. Os ensaios foram realizados por Leston-Jones (3.4.1.3) e Al-Jabri (3.4.1.4). As características geométricas das ligações ensaiadas e o carregamento aplicado em cada ensaio estão indicados nas Tabelas 4.2 e 4.3 , respetivamente.

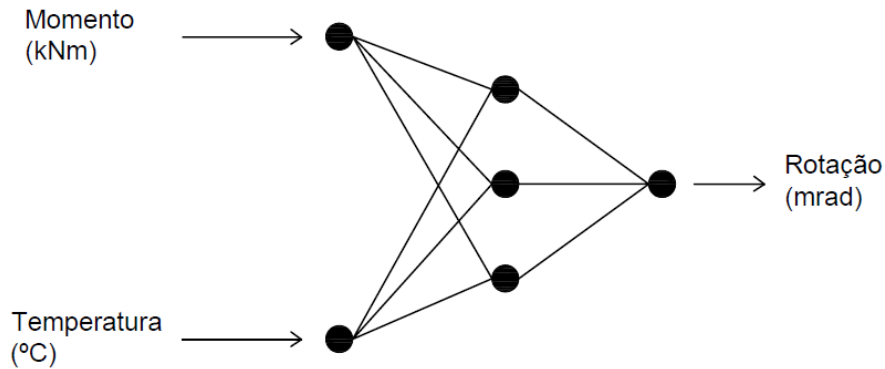


Fig. 4.88 – Esquema da rede neuronal utilizada por Al-Jabri. (adaptado de [6])

Tabela 4.2 - Características geométricas das ligações ensaiadas. [4][52]

	Grupo	Tipo de ligação	Vigas	Pilar	Parafusos	Espessura da chapa (mm)
Ligação Simples	1	Chapa de extremidade RASA (4)	254x102x22 UB (S275)	152x152x23 UC (S275)	6 x M16 (8.8)	12
	2	Chapa de extremidade RASA (4)	254x102x22 UB (S275)	152x152x23 UC (S275)	6 x M16 (8.8)	8
	3	Chapa de extremidade RASA (4)	356x171x51 UB (S355)	254x254x89 UC (S355)	8 x M20 (8.8)	10
	4	Chapa de extremidade FLEXÍVEL (2)	356x171x51 UB (S355)	254x254x89 UC (S355)	8 x M20 (8.8)	8
Ligação Mista	5	Chapa de extremidade FLEXÍVEL (4)	356x171x51 UB (S355)	254x254x89 UC (S355)	8 x M20 (8.8)	8
	6	Chapa de extremidade FLEXÍVEL (2)	610x229x101 UB (S275)	305x305x137 UC (S275)	14 x M20 (8.8)	10

Tabela 4.3 – Carregamento aplicado em cada ensaio. [4]

Grupo	Ensaio	Denominação do ensaio	Momento aplicado (kNm)	Momento médio medido (kNm)
1	1	FR11	4	4.4
	2	FR12	8	8.3
	3	FR13	13	13.12
	4	FR14	17	17.10
2	1	FR21	5	4.9
	2	FR22	10	9.3
	3	FR23	15	14.4
	4	FR24	20	19
3	1	FR31	27	27.4
	2	FR32	56	54.8
	3	FR33	82	82.1
	4	FR34	110	110
4	1	FR41	8	8.2
	2	FR42	16	16.5
5	1	FR51	34	34.3
	2	FR52	46	47.5
	3	FR53	62	61.4
	4	FR54	82	82
6	1	FR61	80	80.7

6	2	FR62	134	133
---	---	------	-----	-----

O sistema é dividido em três camadas: camada de entrada, camada intermédia e camada de saída. O esquema básico deste sistema é ilustrado na Fig. 4.89.

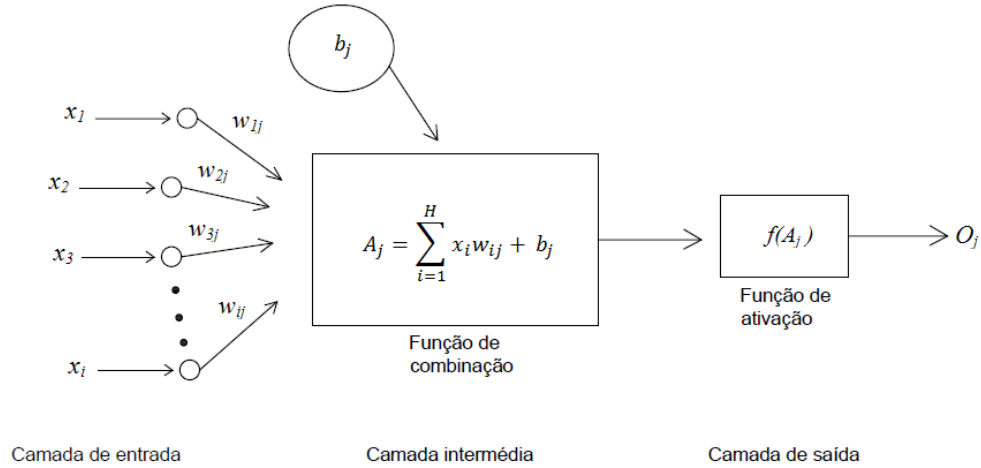


Fig. 4.89 - Desenho esquemático do sistema de RNAs utilizado por Al-Jabri *et al.* (adaptado de [6])

Na camada intermédia, é calculada a soma ponderada dos dados provenientes da camada de entrada através da função de combinação, A_j , em que é introduzido mais um peso de valor constante não nulo, b_j .

$$A_j = \sum_{i=1}^H x_i w_{ij} + b_j \quad (4.51)$$

Na camada de saída, os valores desta soma são transformados através da função de ativação, $f(A_j)$, que produz os parâmetros de saída, O_j . Neste caso, foi utilizada uma função de ativação do tipo sigmóide, com a seguinte forma:

$$O_j = f(A_j) = \frac{1}{1 + e^{-A_j}} \quad (4.52)$$

Os resultados experimentais dos 20 ensaios permitiram treinar e testar o modelo de RNAs desenvolvido. Os grupos de teste, que constituem cerca de 10-15% dos dados, foram selecionados arbitrariamente, de forma a garantir que o modelo consegue prever a rotação das ligações com um grau de precisão elevado. O processo de “treino” da rede foi efetuado num simulador NeuroShell (1991). Após várias correções aos parâmetros da rede, esta convergiu para um limite inferior de 0.0001, denominado limite inferior de correção. Na Tabela 4.4 apresentam-se os parâmetros da modelação e os coeficientes de determinação relativos a cada grupo de ensaios.

Tabela 4.4 – Parâmetros de modelação e coeficientes de determinação. [6]

Grupo	Casos de treino	Casos de teste	Nº de neurónios intermédios	Coeficiente de aprendizagem	Fator de momento	Nº de iterações	R ² (treino)	R ² (teste)
1	88	22	3	0.2	0.3	347807	0.982	0.989
2	144	72	5	0.2	0.4	122917	0.960	0.969
3	35	24	3	0.2	0.3	4062	0.983	0.982
4	71	8	5	0.2	0.4	12417	0.991	0.993
5 e 6	199	44	4	0.01	0.1	1358680	0.926	0.896

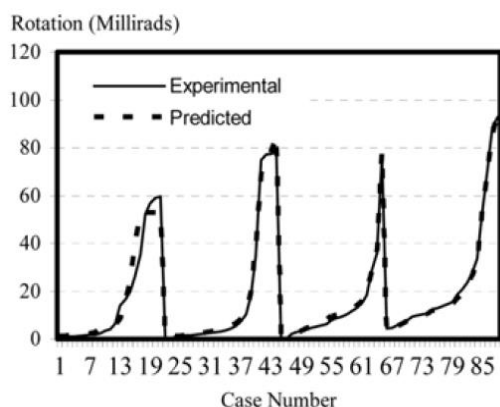


Fig. 4.90 – Rotação nos casos de treino do grupo 1- modelo de RNAs. [6]

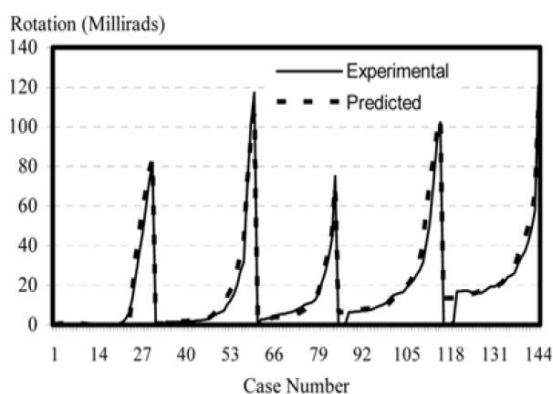


Fig. 4.91 - Rotação nos casos de treino do grupo 2 – modelo de RNAs. [6]

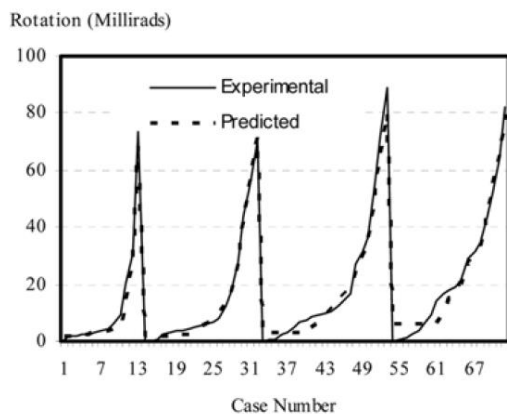


Fig. 4.92 - Rotação nos casos de treino do grupo 3 – modelo de RNAs. [6]

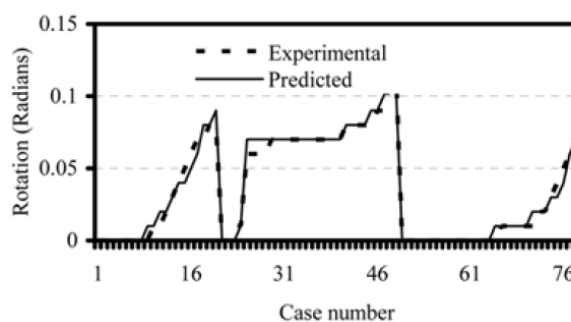


Fig. 4.93 - Rotação nos casos de treino do grupo 4 – modelo de RNAs. [6]

Em todas as ligações se verificou que os resultados dos modelos de RNAs “treinados” estão de acordo com os resultados experimentais, como se pode observar nas Figs. 4.90 a 4.94. Os valores do coeficiente de determinação, R^2 , próximos da unidade, também confirmam este facto.

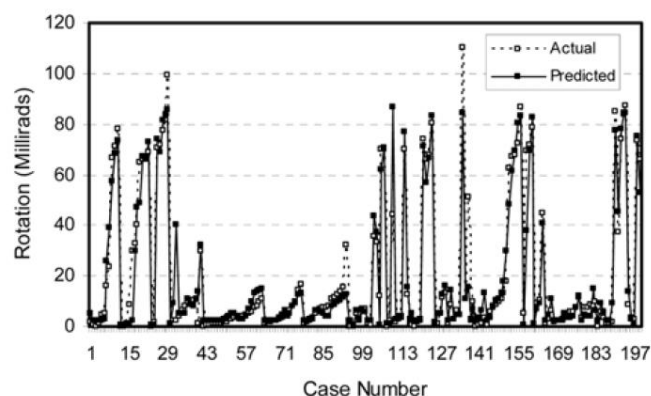


Fig. 4.94 - Rotação nos casos de treino dos grupos 5 e 6 – modelo de RNAs. [6]

Uma vez treinado o modelo, é necessário testá-lo e avaliar a sua precisão na obtenção de resultados. Um modelo pode, por vezes, aprender relações diferentes daquelas que lhe são apresentadas nos dados experimentais. Também pode simplesmente memorizar dados, ou parte destes, sem perceber as relações entre parâmetros e tendências. De forma a assegurar a precisão do modelo e a sua generalização, a rede deve ser testada de modo contínuo e monitorizada durante as fases de treino e de teste. A fase de teste consiste na introdução de um conjunto de parâmetros de teste no modelo, sendo os resultados produzidos comparados posteriormente com os resultados experimentais. Nas Figs. 4.95 a 4.99, pode observar-se a comparação entre os resultados previstos pelo modelo desenvolvido por Al-Jabri e os resultados experimentais, dos quais se conclui que o modelo de RNAs é bastante preciso na previsão do comportamento das ligações quando lhe são apresentados como parâmetros de entrada os valores de momento e temperatura aplicados à ligação.

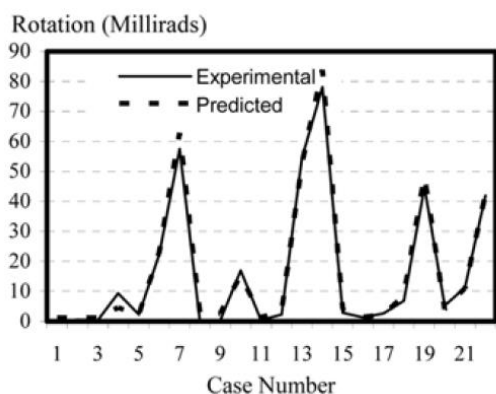


Fig. 4.95 - Rotação nos casos de teste do grupo 1 – modelo de RNAs. [6]

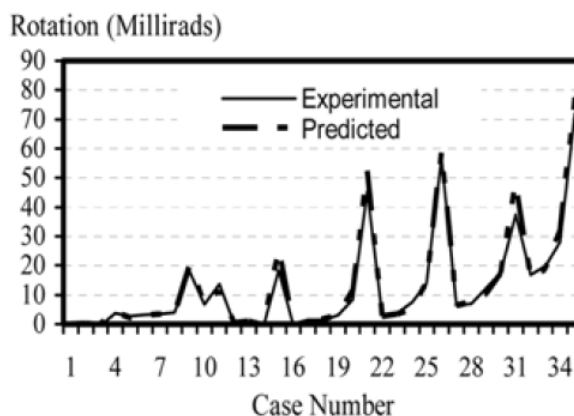


Fig. 4.96 - Rotação nos casos de teste do grupo 2 – modelo de RNAs. [6]

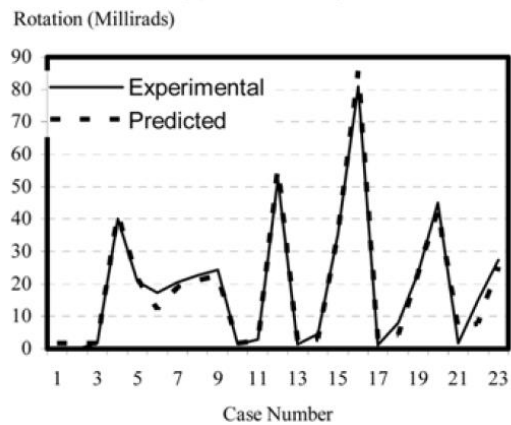


Fig. 4.97 - Rotação nos casos de teste do grupo 3 – modelo de RNAs. [6]

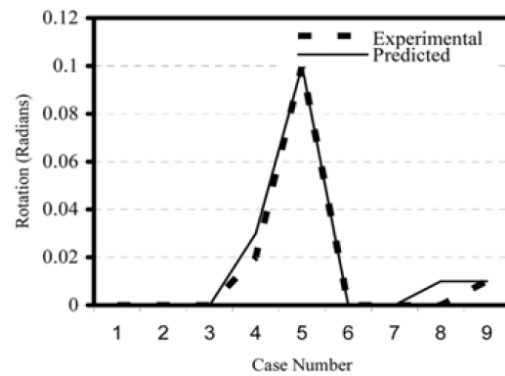


Fig. 4.98 - Rotação nos casos de teste do grupo 4 – modelo de RNAs. [6]

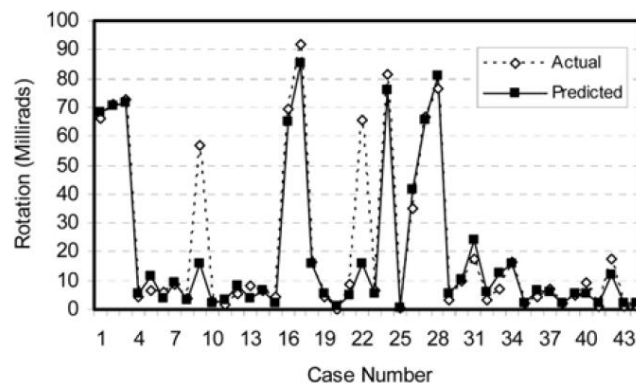


Fig. 4.99 - Rotação nos casos de teste dos grupos 5 e 6 - modelo de RNAs. [6]

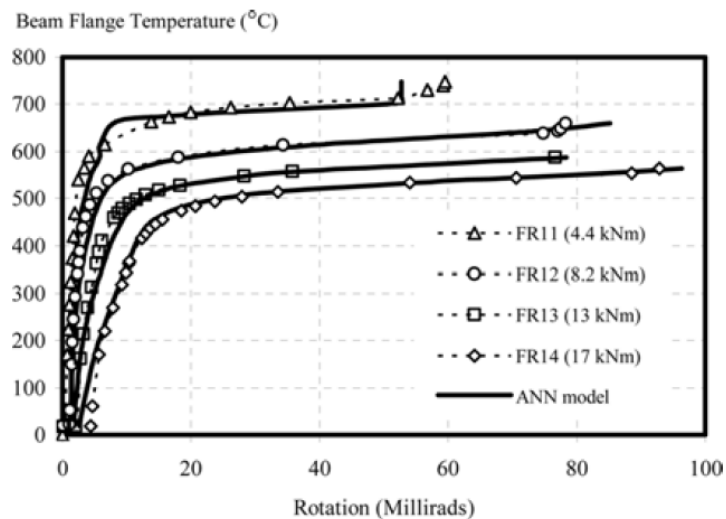


Fig. 4.100 – Curvas temperatura-rotação do modelo de RNAs e dos ensaios experimentais do grupo 1, para diferentes momentos aplicados. [6]

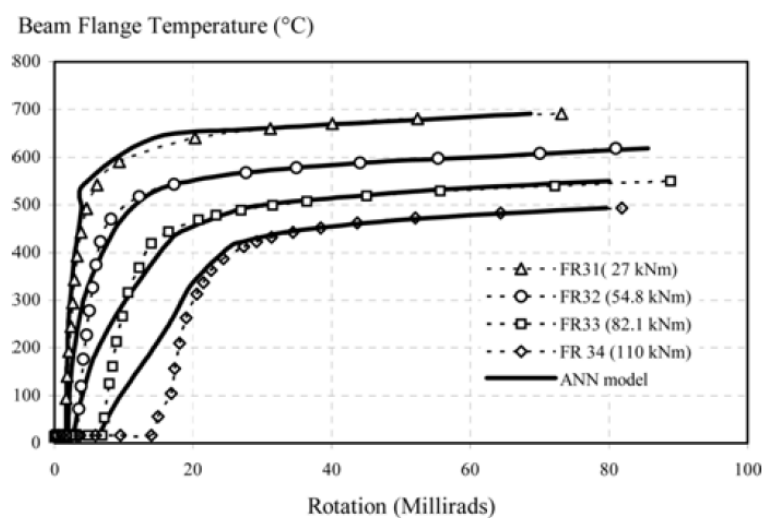


Fig. 4.101 - Curvas temperatura-rotação do modelo de RNAs e dos resultados experimentais do grupo 3. [6]

Nas Figs. 4.100 e 4.101, a título exemplificativo, comparam-se as curvas temperatura-rotação obtidas experimentalmente e as curvas produzidas pelo modelo de RNAs para os grupos de ensaio 1 e 3, respetivamente. A concordância entre estas curvas permite confirmar a precisão do modelo desenvolvido na previsão do comportamento de ligações em aço a temperaturas elevadas.

5 . Normas e Dimensionamento

5.1 Regras de Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3

5.1.1 Ligações Aparafusadas

5.1.1.1 Resistência de Cálculo dos Parafusos ao Corte

Categoria A: ligações aparafusadas correntes

Segundo o EC3-1-2, a resistência ao fogo de parafusos sujeitos ao corte, por plano de corte, é dada por:

$$F_{v,t,Rd} = F_{v,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.1)$$

Em que:

$k_{b,\theta}$ – fator de redução para a temperatura dos parafusos, obtido a partir do Quadro D.1 do EC3-1-2 (ver Tabela 5.1);

$F_{v,Rd}$ – valor de cálculo da resistência ao esforço transversal do parafuso por plano de corte admitindo que o plano de corte atravessa a parte rosçada do parafuso. Este valor deve ser obtido de acordo com o Quadro 3.4 do EC3-1-8;

γ_{M2} – coeficiente parcial à temperatura ambiente, obtido a partir de 2.2 do EC3-1-8;

$\gamma_{M,fi}$ – coeficiente parcial em situação de incêndio, obtido a partir de 2.3 do EC3-1-2.

O valor de cálculo da resistência ao esmagamento dos parafusos em situação de incêndio é determinado através de:

$$F_{b,t,Rd} = F_{b,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.2)$$

Em que:

$F_{b,Rd}$ – valor de cálculo da resistência ao esmagamento do parafuso, obtido a partir do Quadro 3.4 do EC3-1-8.

Categoria B: resistência ao escorregamento no estado limite de utilização; e categoria C: resistência ao escorregamento no estado limite último

Segundo o EC3-1-2, em situação de incêndio as ligações resistentes ao escorregamento devem ser consideradas como tendo rompido ao escorregamento, sendo a sua resistência determinada como para as ligações correntes.

5.1.1.2 Resistência de Cálculo dos Parafusos à Tração

Categorias D e E: Parafusos não pré-esforçados e pré-esforçados

O valor de cálculo da resistência à tração de um parafuso em situação de incêndio deve ser determinado a partir de:

$$F_{ten,t,Rd} = F_{t,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.3)$$

Em que:

$F_{t,Rd}$ - valor de cálculo da resistência à tração do parafuso à temperatura ambiente, obtido a partir do Quadro 3.4 do EC3-1-8.

Tabela 5.1 – Fatores de redução da resistência para parafusos e soldaduras. [68]

Temperatura, θ_a	Fator de redução para parafusos, $k_{b,\theta}$ (tração e corte)	Fator de redução para soldaduras, $k_{w,\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,968	1,000
150	0,952	1,000
200	0,935	1,000
300	0,903	1,000
400	0,775	0,876
500	0,550	0,627
600	0,220	0,378
700	0,100	0,130
800	0,067	0,074
900	0,033	0,018
1000	0,000	0,000

5.1.2 Ligações Soldadas

5.1.2.1 Soldaduras de Topo

Segundo o EC3-1-2, o valor de cálculo da resistência de uma soldadura de topo com penetração total, para temperaturas até 700°C, deverá ser considerado igual à resistência da parte ligada mais fraca, adotando os fatores de redução adequados ao aço para construção.

Para temperaturas superiores a 700°C, os fatores de redução indicados para as soldaduras de ângulo podem ser também aplicados às soldaduras de topo.

5.1.2.2 Soldaduras de Ângulo

O valor de cálculo da resistência por unidade de comprimento de uma soldadura de ângulo em situação de incêndio deve ser determinado a partir de:

$$F_{w,t,Rd} = F_{w,Rd} k_{w,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.4)$$

Em que:

$F_{w,Rd}$ – valor de cálculo da resistência da soldadura à temperatura ambiente, determinado a partir de 4.5.3 do EC3-1-8;

$k_{w,\theta}$ – fator de redução para a temperatura da soldadura, obtido a partir do Quadro D.1 do EC3-1-2 (ver Tabela 5.1);

γ_{M2} – coeficiente parcial à temperatura ambiente, obtido a partir de 2.2 do EC3-1-8;

$\gamma_{M,fi}$ – coeficiente parcial em situação de incêndio, obtido a partir de 2.3 do EC3-1-2.

5.1.3 Temperatura das Ligações em Situação de Incêndio

No que diz respeito à evolução da temperatura nos elementos da ligação, o EC3-1-2 prescreve o seguinte:

- 1) A temperatura de uma ligação pode ser avaliada adotando o valor do fator de massividade A/V (para um elemento não envolvido, a relação entre a área da superfície exposta ao incêndio e o volume de aço; para um elemento envolvido, a relação entre a área da superfície interna do revestimento exposto e o volume de aço) correspondente a cada uma das partes dessa ligação.

- 2) Como simplificação, pode ser determinada uma temperatura uniformemente distribuída na ligação. Esta temperatura pode ser calculada adotando o valor máximo dos fatores de massividade A/V dos diferentes elementos ligados.
- 3) No caso de ligações viga-coluna e entre vigas, em que as vigas suportam qualquer tipo de pavimento de betão, a temperatura da ligação pode ser obtida a partir da temperatura do banzo inferior a meio vão.
- 4) Na aplicação do método referido em 4.2.5 do EC3-1-2, a temperatura das componentes da ligação pode ser determinada do seguinte modo:

- a) Se a altura da viga for igual ou inferior a 400 mm:

$$\theta_h = 0,88 \theta_o \left[1 - 0,3 \left(\frac{h}{D} \right) \right] \quad (5.5)$$

Em que:

θ_h – temperatura à altura h da viga de aço [°C];

θ_o – temperatura do banzo inferior da viga de aço numa zona afastada da ligação [°C];

h – altura da componente considerada, acima da base da viga [mm];

D – altura da viga [mm].

- b) Se a altura da viga for superior a 400 mm:

- i) Quando h é igual ou inferior a $D/2$:

$$\theta_h = 0,88 \theta_o \quad (5.6)$$

- i) Quando h é superior a $D/2$:

$$\theta_h = 0,88 \theta_o \left[1 + 0,2 \left(1 - \frac{2h}{D} \right) \right] \quad (5.7)$$

Segundo o disposto em 4.2.5 do EC3-1-2, a variação da temperatura no banzo inferior da viga, ou de qualquer outro elemento com um fator de massividade A/V inferior a 10 m^{-1} , pode ser determinada em função do tempo decorrido, para elementos sem proteção, a partir da seguinte expressão:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (5.8)$$

Em que:

A_m/V – fator de massividade para os elementos de aço não protegidos [m^{-1}];

A_m – área da superfície do elemento por unidade de comprimento [m^2/m];

V – volume do elemento por unidade de comprimento [m^3/m];

c_a – calor específico do aço [J/kgK];

ρ_a – massa específica do aço [kg/m^3];

Δt – intervalo de tempo, no máximo de 5s [s];

$\dot{h}_{net,d}$ – valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área [W/m^2];

k_{sh} – fator de correção para o efeito de sombra.

5.2 Exemplos de Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3

5.2.1 Exemplo 1 - Ligação com Chapa de Gousset

Considere-se a ligação viga-pilar ilustrada na Fig. 5.1, composta por uma chapa de *gousset*, com 6 mm de espessura, unida à alma da viga através de três parafusos M12 da classe 4.6. Nenhum dos elementos tem proteção contra o fogo. O esforço transversal de cálculo V_{Ed} é de 30 kN. Pretende-se avaliar se a ligação consegue resistir a um incêndio, segundo a curva padrão ISO 834, com duração de 30 minutos.

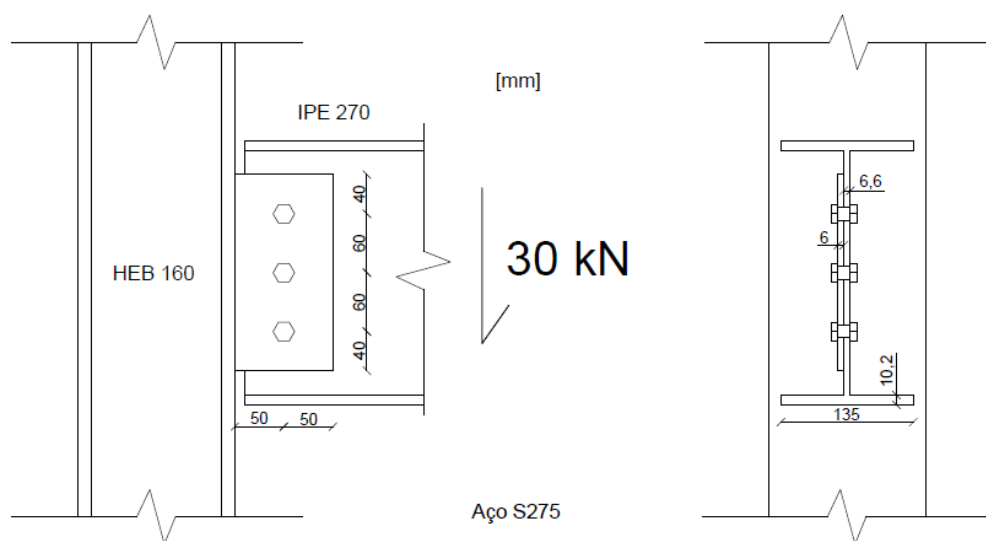


Fig. 5.1 – Geometria da ligação com chapa de *gousset* – Exemplo de dimensionamento 1.

Dados:

Viga IPE 270 – $h = 270\text{mm}$; $b = 135\text{mm}$; $t_w = 6,6\text{mm}$; $t_f = 10,2\text{mm}$

Pilar HEB 160 – $h = 160\text{mm}$; $b = 160\text{mm}$; $t_w = 8\text{mm}$; $t_f = 13\text{mm}$

Chapa 200x100x6 – $h = 200\text{mm}$; $b = 100\text{mm}$; $t = 6\text{mm}$

Parafusos M12 – $d = 12\text{mm}$; $d_0 = 13\text{mm}$; $A = 113\text{mm}^2$; $A_s = 84,3\text{mm}^2$; $s = 19\text{mm}$

Classe 4.6 – $f_{ub} = 400\text{ N/mm}^2$

Aço S275 – $f_u = 430\text{ N/mm}^2$

1) Esforços de cálculo à temperatura ambiente

$$V_{Ed} = 30\text{ kN} \quad (5.9)$$

Note-se que a ligação, para além do esforço transversal, terá de suportar o momento devido à excentricidade entre os parafusos e o banzo do pilar.

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot e = 30 \times 0,05 = 1,5\text{ kNm} \quad (5.10)$$

2) Cálculo da resistência dos parafusos ao corte por plano de corte

a) Esforços de corte nos parafusos à temperatura ambiente

Na direção vertical, os esforços de corte são igualmente distribuídos pelos três parafusos, tal como ilustrado na figura Fig. 5.2 - a). Havendo três planos de corte, tem-se que:

$$F_V = \frac{30}{3} = 10 \text{ kN} \quad (5.11)$$

Na direção horizontal, apenas os parafusos inferior e superior estão sujeitos a esforços. A rotação da ligação dá-se em torno do parafuso intermédio, sendo que as forças horizontais que se geram nos parafusos inferior e superior formam um binário que resiste à flexão, como se pode observar na Fig. 5.2 - b).

$$F_H = \frac{M_{Ed}}{d} = \frac{1,5}{0,120} = 12,5 \text{ kN} \quad (5.12)$$

A força resultante dos esforços de corte segundo ambas as direções nos parafusos inferior e superior é dada por:

$$R = F_{v,Ed} = \sqrt{F_V^2 + F_H^2} = \sqrt{10^2 + 12,5^2} = 16,008 \text{ kN} \quad (5.13)$$

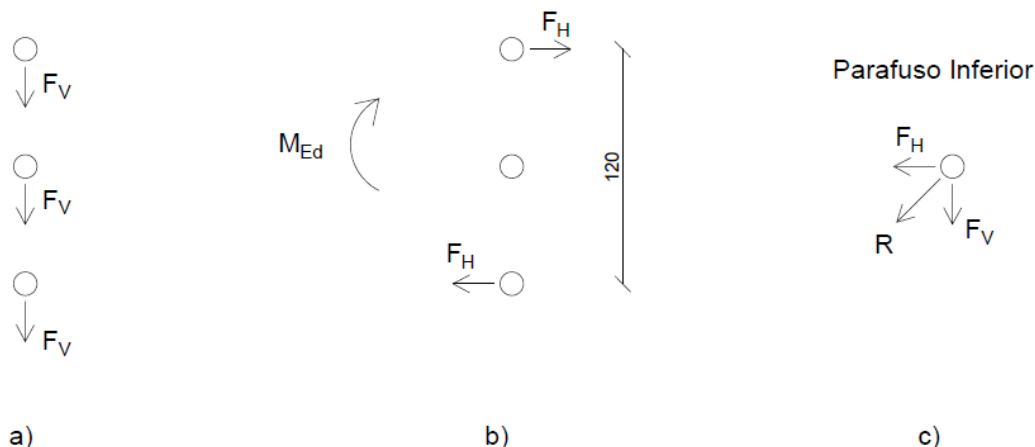


Fig. 5.2 – Diagramas das forças atuantes em cada parafuso – Exemplo de dimensionamento 1.

b) Determinação da temperatura ao nível do parafuso inferior

No EC3-1-2, é apresentada a Eq. 5.8, que permite a determinação da temperatura em elementos interiores, não protegidos, a partir do fator de massividade e em função do tempo decorrido. Contudo, esta expressão apenas permite o cálculo segundo incrementos de 5s, o que seria pouco prático neste caso, uma vez que se pretende saber a temperatura nos diversos elementos ao fim

de 30 minutos de exposição. Deste modo, de acordo com Franssen *et al.* [36], utilizar-se-ão valores tabelados (ver Tabela A.1), determinados através de estudos numéricos [35], que permitem um cálculo semelhante ao da equação supracitada, mas em função da temperatura em minutos.

Fator de massividade do banzo inferior da viga:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2(0,135 + 0,0102)}{0,135 \times 0,0102} = 210,89 \text{ m}^{-1} \quad (5.14)$$

Assim, ignorando o efeito de sombra (assumindo $k_{sh} = 1$), e de acordo com o disposto no EC3-1-2, a temperatura do banzo inferior da viga ao fim de 30 minutos de exposição é:

$$\theta_0 = 828,76 \text{ }^\circ\text{C} \quad (5.15)$$

Ainda segundo o EC3-1-2, a temperatura ao nível dos parafusos para uma viga com altura inferior a 400mm é dada por:

$$\theta_h = 0,88 \theta_0 \left(1 - 0,3 \frac{h}{D}\right) = 0,88 \times 828,76 \left(1 - 0,3 \frac{75}{270}\right) = 668,53 \text{ }^\circ\text{C} \quad (5.16)$$

Em que:

h – altura ao nível do parafuso inferior (mais exposto aos efeitos da temperatura) [mm];

D – altura da viga [mm].

c) Esforços de cálculo a temperatura elevada

Segundo o EC3-1-2, os esforços de cálculo a temperatura elevada podem ser obtidos a partir dos esforços de cálculo à temperatura ambiente, através da seguinte expressão:

$$F_{v,fi} = \eta_{fi} \cdot F_{v,Ed} \quad (5.17)$$

Em que:

η_{fi} – fator de redução para o valor de cálculo do nível de carregamento em situação de incêndio (por simplificação, o EC3 permite que este fator seja igual a 0,65).

Logo,

$$F_{v,fi} = 0,65 \times 16,008 = 10,405 \text{ kN} \quad (5.18)$$

d) Resistência ao corte a temperatura elevada

O valor de cálculo da resistência ao fogo de parafusos sujeitos ao corte é dado pela expressão da Eq. 5.1, sendo $k_{b,\theta}$ obtido, por interpolação, de acordo com a Tabela 5.1. Assim, tem-se que:

$$k_{b,\theta} = 0,1 + \frac{(700 - 668,53)}{(700 - 600)} \times (0,22 - 0,1) = 0,138 \quad (5.19)$$

$F_{v,Rd}$ é obtido através da seguinte expressão, indicada no EC3-1-8, admitindo que o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 400 \times 10^{-3} \times 84,3}{1,25} = 16,186 \text{ kN} \quad (5.20)$$

Em que:

α_v – obtido a partir do Quadro 3.4 do EC3-1-8;

f_{ub} – obtido a partir do Quadro 3.1 do EC3-1-8, para parafusos da classe 4.6;

A_s – área da zona roscada do parafuso (neste caso, do tipo M12).

Assim, a resistência ao fogo dos parafusos ao corte é dada por:

$$F_{v,t,Rd} = 16,186 \times 0,138 \times \frac{1,25}{1} = 2,79 \text{ kN} \quad (5.21)$$

$$F_{v,t,Rd} = 2,79 \text{ kN} < 10,405 \text{ kN} = F_{v,fi}$$

Logo, a ligação não verifica a segurança.

Para solucionar este problema, pode aplicar-se algum tipo de proteção que retarde o aquecimento da viga ou dos elementos da ligação. Em alternativa, podem alterar-se alguns parâmetros, como o tamanho, a classe ou o número de parafusos. Antes de se proceder a qualquer das alterações sugeridas, pode ainda determinar-se os esforços de cálculo a temperatura elevada de uma forma mais rigorosa, como indicado em 2.4.2 do EC3-1-2. Tais esforços poderão ser inferiores aos calculados neste exemplo, uma vez que aqui se adotou o valor conservativo de $\eta_{fi} = 0,65$, por simplificação.

e) Redimensionamento dos parafusos ao corte

Adotam-se, por exemplo, parafusos M18 da classe 8.8

$$d = 18 \text{ mm} ; d_0 = 20 \text{ mm} ; A = 254 \text{ mm}^2 ; A_s = 192 \text{ mm}^2 ; s = 27 \text{ mm} ; f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 192}{1,25} = 73,728 \text{ kN} \quad (5.22)$$

$$F_{v,t,Rd} = 73,728 \times 0,138 \times \frac{1,25}{1} = 12,718 \text{ kN} \quad (5.23)$$

$$F_{v,t,Rd} = 12,718 \text{ kN} > 10,405 \text{ kN} = F_{v,fi}$$

Logo, com estes parafusos, a ligação verifica a segurança.

3) Cálculo da resistência ao esmagamento

a) Resistência ao esmagamento à temperatura ambiente

De acordo com o Quadro 3.4 do EC3-1-8, a resistência ao esmagamento de um parafuso é dada por:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (5.24)$$

Em que:

$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$ (Quadro 3.1 do EC3-1-1);

$d = 12 \text{ mm}$; $d_0 = 13 \text{ mm}$ (parafusos M12);

$t = 6 \text{ mm}$ (espessura da chapa de *gousset*).

i) na direção vertical, para o parafuso inferior

$$e_1 = 33,5 \text{ mm} ; e_2 = 43,5 \text{ mm} ; p_1 = 47 \text{ mm} ; p_2 = \emptyset$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{33,5}{3 \times 13}; \frac{400}{430}; 1\right) = 0,86 \quad (5.25)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \frac{43,5}{13} - 1,7; 2,5\right) = 2,5 \quad (5.26)$$

Logo,

$$F_{b,Rd,y} = \frac{2,5 \times 0,86 \times 430 \times 12 \times 6}{1,25} \times 10^{-3} = 53,251 \text{ kN} \quad (5.27)$$

ii) na direção horizontal, para o parafuso inferior

$$e_1 = 43,5 \text{ mm} ; e_2 = 33,5 \text{ mm} ; p_1 = \emptyset ; p_2 = 47 \text{ mm}$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{43,5}{3 \times 13}; \frac{400}{430}; 1\right) = 0,93 \quad (5.28)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right) = \min\left(2,8 \frac{33,5}{13} - 1,7 ; 2,5\right) = 2,5 \quad (5.29)$$

Logo,

$$F_{b,Rd,x} = \frac{2,5 \times 0,93 \times 430 \times 12 \times 6}{1,25} \times 10^{-3} = 57,586 \text{ kN} \quad (5.30)$$

b) Esforços de cálculo a temperatura elevada

Os esforços de cálculo a temperatura elevada são dados por:

Na direção vertical:

$$F_{v,fi,y} = \eta_{fi} \cdot F_V = 0,65 \times 10 = 6,500 \text{ kN} \quad (5.31)$$

Na direção horizontal:

$$F_{v,fi,x} = \eta_{fi} \cdot F_H = 0,65 \times 12,5 = 8,125 \text{ kN} \quad (5.32)$$

c) Resistência ao esmagamento a temperatura elevada

Segundo o EC3-1-2, a resistência ao esmagamento em situação de incêndio deverá ser determinada a partir da Eq. 5.2. Desta forma, na direção vertical, tem-se:

$$F_{b,t,Rd,y} = 57,586 \times 0,138 \times \frac{1,25}{1} = 9,934 \text{ kN} \quad (5.33)$$

$$F_{b,t,Rd,y} = 9,934 \text{ kN} > 6,5 \text{ kN} = F_{v,fi,y}$$

Logo, a ligação verifica a segurança ao esmagamento na direção vertical.

Na direção horizontal, tem-se:

$$F_{b,t,Rd,x} = 53,251 \times 0,138 \times \frac{1,25}{1} = 9,186 \text{ kN} \quad (5.34)$$

$$F_{b,t,Rd,x} = 9,186 \text{ kN} > 8,125 \text{ kN} = F_{v,fi,x}$$

Logo, a ligação também verifica a segurança ao esmagamento na direção horizontal.

4) Cálculo da resistência da soldadura

Admite-se, inicialmente, que a soldadura da chapa de *gousset* ao banzo do pilar é composta por dois cordões de ângulo, com a espessura mínima recomendada no EC3-1-8, de 3mm, e com o comprimento indicado na Fig. 5.3.

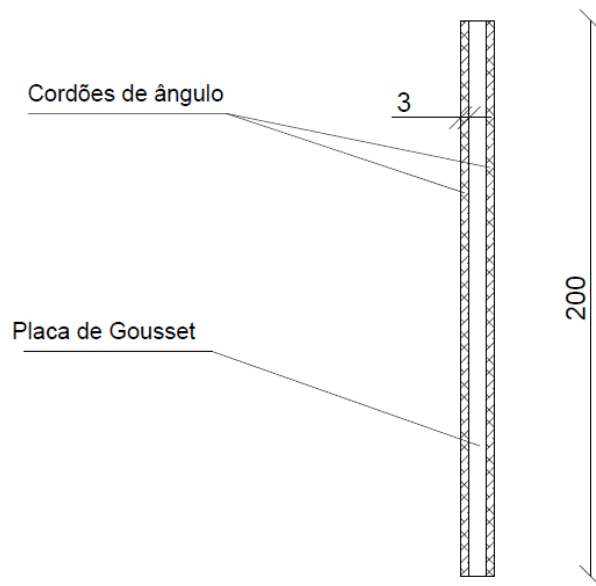


Fig. 5.3 – Geometria e posicionamento dos cordões de soldadura – Exemplo de dimensionamento 1.

a) Esforços de cálculo à temperatura ambiente

Os esforços de cálculo na direção longitudinal da soldadura devem-se exclusivamente ao esforço transversal transmitido à ligação. Assim, por unidade de comprimento de soldadura, tem-se que:

$$F_{w,Ed} = \frac{V_{Ed}}{l} = \frac{30000}{400} = 75 \text{ N/mm} \quad (5.35)$$

Em que:

$F_{w,Ed}$ – força exercida nos cordões de soldadura por unidade de comprimento;

l – comprimento total da soldadura (inclui os dois cordões).

b) Resistência da soldadura à temperatura ambiente

De acordo com o EC3-1-8, a resistência de um cordão de ângulo, qualquer que seja a direção considerada, é dada por:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \quad (5.36)$$

Em que:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{430/\sqrt{3}}{0,85 \times 1,25} = 233,66 \text{ N/mm}^2 \quad (5.37)$$

β_w é obtido a partir do quadro 4.1 do EC3-1-8, sendo igual a 0,85 para o aço S275.

Sendo a espessura do cordão de soldadura $a = 3 \text{ mm}$, tem-se que:

$$F_{w,Rd} = 233,66 \times 3 = 700,98 \text{ N/mm} \quad (5.38)$$

c) Temperatura na zona da soldadura

De acordo com o disposto no EC3-1-2, por simplificação, poderá adotar-se uma temperatura uniforme ao longo de toda a ligação. Esta temperatura é calculada considerando o valor máximo dos fatores de massividade de todos os elementos ligados. Os elementos ligados através da soldadura são a chapa de *gousset* e o banzo do pilar, que têm os seguintes fatores de massividade:

$$\left(\frac{A_m}{V}\right)_{\text{banzo do pilar}} = \frac{2(0,160 + 0,013)}{0,160 \times 0,013} = 166,35 \text{ m}^{-1} \quad (5.39)$$

$$\left(\frac{A_m}{V}\right)_{\text{chapa}} = \frac{2(0,2 + 0,006)}{0,2 \times 0,006} = 343,33 \text{ m}^{-1} \quad (5.40)$$

Assim, da Tabela A.1, considerando um fator de massividade de $343,33 \text{ m}^{-1}$ e um tempo de exposição de 30 minutos, obtém-se a seguinte temperatura na soldadura:

$$\theta = 835,87^\circ\text{C} \quad (5.41)$$

d) Esforços de cálculo a temperatura elevada

De forma análoga ao procedimento adotado para os parafusos, os esforços de cálculo a temperatura elevada podem ser obtidos a partir dos esforços de cálculo à temperatura ambiente, multiplicando-os por um fator de redução $\eta_{fi}=0,65$. Assim:

$$F_{w,fi} = \eta_{fi} \cdot F_{w,Ed} = 0,65 \times 75 = 48,75 \text{ N/mm} \quad (5.42)$$

e) Resistência da soldadura a temperatura elevada

O fator de redução da resistência da soldadura é obtido mediante interpolação dos valores indicados na Tabela 5.1, obtendo-se:

$$k_{w,\theta} = 0,018 + \left(\frac{900 - 835,87}{900 - 800} \right) \times (0,074 - 0,018) = 0,054 \quad (5.43)$$

Assim, a resistência da soldadura por unidade de comprimento é dada por:

$$F_{w,t,Rd} = F_{w,Rd} k_{w,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 700,98 \times 0,054 \times \frac{1,25}{1} = 47,32 \text{ N/mm} \quad (5.44)$$

$$F_{w,t,Rd} = 47,32 \text{ N/mm} < 48,75 \text{ N/mm} = F_{w,fi}$$

Não é verificada a segurança da soldadura da ligação em situação de incêndio. Para solucionar o problema, pode aplicar-se proteção contra o fogo nos elementos da ligação, nomeadamente na chapa de *gousset*. Em alternativa, poderá aumentar-se a espessura dos cordões de soldadura. Pode ainda recalcular-se a distribuição de temperatura na soldadura de uma forma mais rigorosa, dado que essa distribuição foi calculada neste exemplo através de um método simplificado.

f) Ajustamento do valor da temperatura na soldadura

A temperatura na soldadura será recalculada segundo o EC3-1-2, para o nível do ponto médio da soldadura.

Fator de massividade do banzo inferior da viga:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2(0,135 + 0,0102)}{0,135 \times 0,0102} = 210,89 \text{ m}^{-1} \quad (5.45)$$

Assim, segundo a Tabela A.1, a temperatura do banzo inferior da viga ao fim de 30 minutos de exposição é:

$$\theta_0 = 828,76^\circ\text{C} \quad (5.46)$$

A temperatura ao nível do ponto médio da soldadura é dada por:

$$\theta_h = 0,88 \theta_0 \left(1 - 0,3 \frac{h}{D}\right) = 0,88 \times 828,76 \left(1 - 0,3 \frac{135}{270}\right) = 619,91 ^\circ C \quad (5.47)$$

Em que:

h – distância entre o ponto médio da soldadura e a face inferior do banzo inferior da viga [mm];

D – altura da viga [mm].

O fator de redução da resistência da soldadura é recalculado da seguinte forma:

$$k_{w,\theta} = 0,130 + \left(\frac{700 - 619,91}{700 - 600}\right) \times (0,378 - 0,130) = 0,329 \quad (5.48)$$

Deste modo, de acordo com a Eq. 5.4, a resistência da soldadura ao esforço transversal é dada por:

$$F_{w,t,Rd} = 700,98 \times 0,329 \times \frac{1,25}{1} = 288,28 \text{ N/mm} \quad (5.49)$$

$$F_{w,t,Rd} = 288,28 \text{ N/mm} > 48,75 \text{ N/mm} = F_{w,fi}$$

Logo, está verificada a segurança da soldadura.

5.2.2 Exemplo 2 - Ligação com Chapa de Extremidade Rasa

Considere-se a ligação viga-pilar com chapa de extremidade rasa ilustrada na Fig. 5.4. A chapa, de 10mm de espessura, está soldada à viga através de cordões de ângulo na alma e nos banzos. A chapa está também ligada ao banzo do pilar através de 8 parafusos M20 da classe 8.8. Nenhum dos elementos tem proteção contra o fogo. Pretende-se determinar se a ligação consegue resistir a um incêndio, segundo a curva padrão ISO 834, com uma duração de 30 minutos. A ligação está sujeita aos seguintes esforços de cálculo:

$$V_{Ed} = 80 \text{ kN} \quad ; \quad M_{Ed} = 110 \text{ kNm}$$

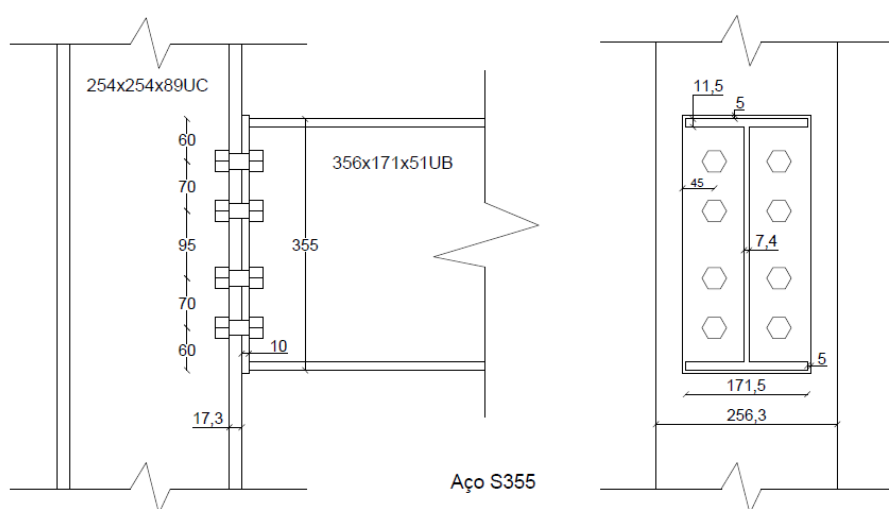


Fig. 5.4 – Geometria da ligação com chapa de extremidade rasa – Exemplo de dimensionamento 2.

Dados:

Viga 356x171x51UB – $h = 355\text{mm}$; $b = 171,5\text{mm}$; $t_w = 7,4\text{mm}$; $t_f = 11,5\text{mm}$

Pilar 254x254x89UC – $h = 260,3\text{mm}$; $b = 256,3\text{mm}$; $t_w = 10,3\text{mm}$; $t_f = 17,3\text{mm}$

Chapa de extremidade – $h = 261,3\text{mm}$; $b = 181,5\text{mm}$; $t = 10\text{mm}$

Parafusos M20 – $d = 20\text{mm}$; $d_0 = 22\text{mm}$; $A = 314\text{mm}^2$; $A_s = 245\text{mm}^2$; $s = 30\text{mm}$

Classe 8.8 – $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

Aço S355 – $f_u = 490 \text{ N/mm}^2$

1) Cálculo da resistência dos parafusos

a) Forças de cálculo à temperatura ambiente

i) Forças de corte

A força de corte que atua sobre cada parafuso é dada por:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n^{\circ} \text{ de parafusos}} = \frac{80}{8} = 10 \text{ kN} \quad (5.50)$$

ii) Forças de tração

Admitindo que todos os parafusos estão sujeitos a esforços iguais, a força de tração num parafuso obtém-se a partir do equilíbrio de momentos fletores no centro de rotação (ver Fig. 5.5), situado no banzo inferior da viga:

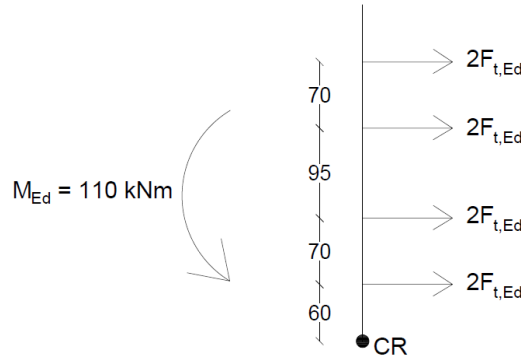


Fig. 5.5 – Diagrama de forças de tração nos parafusos – Exemplo de dimensionamento 2.

$$\begin{aligned} \sum M_{cr} &= 0 \rightarrow \\ \rightarrow 110 - 2F_{t,Ed}(0,060 + 0,130 + 0,225 + 0,295) &= 0 \leftrightarrow \\ \leftrightarrow F_{t,Ed} &= 77,46 \text{ kN} \end{aligned} \quad (5.51)$$

b) Resistência dos parafusos à temperatura ambiente

Assume-se que todos os parafusos resistem a uma combinação de corte e tração, de acordo com o disposto no Quadro 3.4 do EC3-1-8.

i) Resistência ao corte

A resistência ao corte de um parafuso M20 da classe 8.8 à temperatura ambiente é dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 245}{1,25} = 94,08 \text{ kN} \quad (5.52)$$

Em que:

α_v – obtido a partir do Quadro 3.4 do EC3-1-8;

f_{ub} – obtido a partir do Quadro 3.1 do EC3-1-8, para parafusos da classe 8.8;

A_s – área da zona roscada do parafuso.

$$F_{v,Rd} = 94,08 \text{ kN} > 10 \text{ kN} = F_{v,Ed}$$

Assim, à temperatura ambiente, a resistência dos parafusos ao corte encontra-se verificada.

ii) Resistência à tração

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 800 \times 10^{-3} \times 245}{1,25} = 141,12 \text{ kN} \quad (5.53)$$

Em que:

k_2 é obtido a partir do Quadro 3.4 do EC3-1-8, e os restantes símbolos têm o significado acima definido.

$$F_{t,Rd} = 141,12 \text{ kN} > 77,46 \text{ kN} = F_{t,Ed}$$

Assim, à temperatura ambiente, a resistência dos parafusos à tração encontra-se verificada.

iii) Combinação de corte com tração

Segundo o disposto no Quadro 3.4 do EC3-1-8, deve verificar-se a seguinte condição:

$$\begin{aligned} \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} &\leq 1,0 \\ \rightarrow \frac{10}{94,08} + \frac{77,46}{1,4 \times 141,12} &= 0,490 < 1,0 \end{aligned} \quad (5.54)$$

Assim, à temperatura ambiente, a resistência dos parafusos à combinação de corte com tração encontra-se verificada.

c) Temperatura dos parafusos

$$\left(\frac{A_m}{V}\right)_{\text{banzo inferior}} = \frac{2(0,0115 + 0,1715)}{0,0115 \times 0,1715} = 185,57 \text{ m}^{-1} \quad (5.55)$$

Segundo a Tabela A.1, para elementos não protegidos, a temperatura no banzo inferior da viga ao fim de 30 minutos de exposição ao fogo é de:

$$\theta_o = 819,20 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (5.56)$$

Segundo a D.3.1(4) do EC3-1-2, a temperatura ao nível do alinhamento de parafusos inferior, que é o mais afetado pela temperatura, é dada pela Eq. 5.5, obtendo-se o seguinte valor:

$$\theta_h = 0,88 \times 819,20 \left(1 - 0,3 \frac{60}{355} \right) = 684,34 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (5.57)$$

d) Forças de cálculo a temperatura elevada

$$F_{v,fi} = \eta_{fi} F_{v,Ed} = 0,65 \times 10 = 6,50 \text{ kN} \quad (5.58)$$

$$F_{t,fi} = \eta_{fi} F_{t,Ed} = 0,65 \times 77,46 = 50,35 \text{ kN} \quad (5.59)$$

Em que η_{fi} é obtido por simplificação, de acordo com 2.4.2 do EC3-1-2 .

e) Resistência dos parafusos a temperatura elevada

i) Resistência ao corte

Da Eq. 5.1 tem-se:

$$F_{v,t,Rd} = 94,08 \times 0,119 \times \frac{1,25}{1} = 13,99 \text{ kN} \quad (5.60)$$

Em que $k_{b,\theta}$ é obtido a partir da Tabela 5.1, tendo-se:

$$k_{b,\theta} = 0,1 + \left(\frac{700 - 684,34}{700 - 600} \right) (0,22 - 0,1) = 0,119 \quad (5.61)$$

$$F_{v,t,Rd} = 13,99 \text{ kN} > 6,50 \text{ kN} = F_{v,fi}$$

Assim, a resistência dos parafusos ao corte encontra-se verificada para a situação de incêndio.

ii) Resistência à tração

Da Eq. 5.3 resulta que:

$$F_{ten,t,Rd} = F_{t,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 141,12 \times 0,119 \times \frac{1,25}{1} = 20,99 \text{ kN} \quad (5.62)$$

$$F_{ten,t,Rd} = 20,99 \text{ kN} < 50,35 \text{ kN} = F_{t,fi}$$

Assim, a resistência dos parafusos à tração não é verificada para esta situação de incêndio.

Para que a ligação verifique a segurança dos parafusos à tração, pode aplicar-se algum tipo de proteção contra o fogo ou aumentar-se o diâmetro e/ou a classe dos parafusos. Em alternativa, podem recalcular-se os esforços a temperatura elevada com maior rigor, segundo o disposto em 2.4.2 do EC3-1-2, uma vez que neste exemplo foi utilizado o método simplificado para a determinação desses esforços.

f) Redimensionamento dos parafusos à tração

Opta-se, nesta fase, pela alteração do tipo e classe dos parafusos. Adotam-se parafusos M33 da classe 10.9, com as seguintes características:

$$d = 33\text{mm} ; d_0 = 36\text{mm} ; A = 855\text{mm}^2 ; A_s = 683\text{mm}^2 ; s = 50\text{mm} ; f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$$

A resistência à tração destes parafusos à temperatura ambiente é:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 10^{-3} \times 683}{1,25} = 393,41 \text{ kN} \quad (5.63)$$

Assim, a sua resistência à tração a temperatura elevada é dada por:

$$F_{ten,t,Rd} = F_{t,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 393,41 \times 0,119 \times \frac{1,25}{1} = 58,52 \text{ kN} \quad (5.64)$$

$$F_{ten,t,Rd} = 58,52 \text{ kN} > 50,35 \text{ kN} = F_{t,fi}$$

Assim, a resistência destes parafusos à tração é verificada para a situação de incêndio.

2) Cálculo da resistência das soldaduras

A soldadura entre a viga e a chapa de extremidade é composta por cordões de ângulo interiores com o comprimento indicado na Fig. 5.6. Inicialmente, adota-se para estes cordões a espessura mínima recomendada no EC3-1-8, de 3mm. O aço da viga e da chapa de extremidade é do tipo S355. Assume-se também que os cordões do banzo inferior resistem apenas ao esforço transversal, e que os cordões da alma e do banzo superior resistem ao momento fletor.

a) Forças de cálculo à temperatura ambiente

i) Forças devidas ao esforço transversal

A força devida ao esforço transversal, absorvida pelos cordões do banzo inferior, é dada por:

$$F_{w,Ed}^V = \frac{V_{Ed}}{l} = \frac{80000}{144} = 555,56 \text{ N/mm} \quad (5.65)$$

ii) Forças devidas ao momento fletor

As forças devidas ao momento fletor são absorvidas pelos cordões da alma e do banzo superior, sendo a força atuante sobre cada cordão proporcional ao seu respetivo comprimento.

Cordões da alma: $l_{total} = 2 \times 312 = 624 \text{ mm}$

Cordões do banzo superior: $l_{total} = 2 \times 72 = 144 \text{ mm}$

O equilíbrio de forças no centro de rotação da ligação, representado no diagrama da Fig. 5.7, é calculado da seguinte forma:

Seja F a força atuante de cálculo por mm de comprimento de cordão.

$$\begin{aligned} \sum M_{CR} = 0 &\rightarrow (144 \times 336,25 + 624 \times 171,75)F = M_{Ed} \quad \leftrightarrow \quad (5.66) \\ &\leftrightarrow (144 \times 336,25 + 624 \times 171,75)F = 110 \times 10^6 \quad \leftrightarrow \\ &\leftrightarrow F = F_{w,Ed}^M = 706,98 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

NOTA: O centro de rotação assume-se localizado no ponto de contacto entre o ponto médio do banzo inferior da viga e a chapa de extremidade.

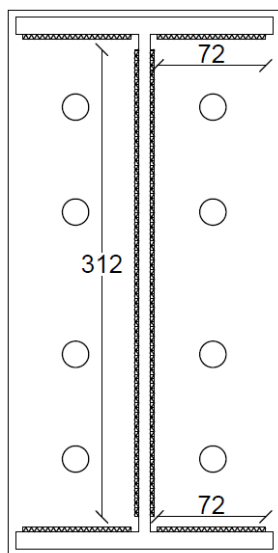


Fig. 5.6 – Cordões de soldadura na união entre a chapa de extremidade e a viga – Exemplo de dimensionamento 2.

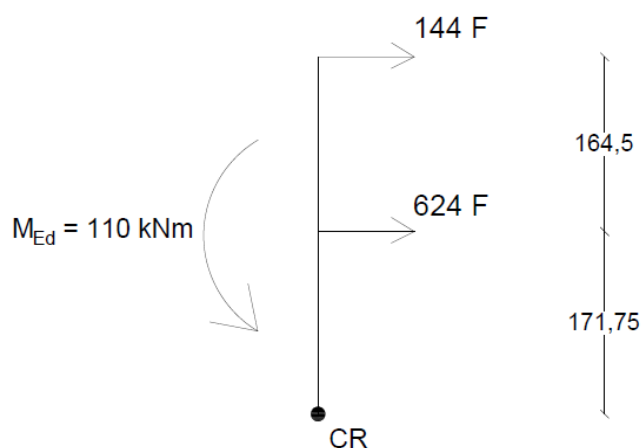


Fig. 5.7 – Forças horizontais na soldadura devidas ao momento fletor – Exemplo de dimensionamento 2.

b) Resistência da soldadura à temperatura ambiente

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{490/\sqrt{3}}{0,9 \times 1,25} = 251,47 \text{ N/mm}^2 \quad (5.67)$$

Em que:

f_u – obtido a partir do Quadro 3.1 do EC3-1-1 para o aço S355;

β_w – obtido a partir do Quadro 4.1 do EC3-1-8 para o aço S355.

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 251,46 \times 3 = 754,40 \text{ N/mm} \quad (5.68)$$

Em que a é a espessura do cordão de soldadura.

c) Cálculo da temperatura nos cordões

i) Cordões do banzo inferior da viga

A altura dos cordões do banzo inferior, h , é de 13 mm. Utilizando a temperatura do banzo inferior da viga obtida a partir da Eq. 5.56, tem-se:

$$\theta_h = 0,88 \times 819,20 \left(1 - 0,3 \frac{13}{355} \right) = 712,98 \text{ }^\circ\text{C} \quad (5.69)$$

O fator de redução para soldaduras $k_{w,\theta}$ é obtido, por interpolação, a partir da Tabela 5.1.

Assim:

$$k_{w,\theta} = 0,074 + \left(\frac{800 - 712,98}{800 - 700} \right) (0,130 - 0,074) = 0,123 \quad (5.70)$$

ii) Cordões da alma da viga

Considera-se a temperatura correspondente à altura média dos cordões da alma da viga, $h = 177,5$ mm. Assim,

$$\theta_h = 0,88 \times 819,20 \left(1 - 0,3 \frac{177,5}{355} \right) = 612,76 \text{ }^\circ\text{C} \quad (5.71)$$

$$k_{w,\theta} = 0,130 + \left(\frac{700 - 612,76}{700 - 600} \right) (0,378 - 0,130) = 0,346 \quad (5.72)$$

iii) Cordões do banzo superior da viga

$h = 342$ mm

$$\theta_h = 0,88 \times 819,20 \left(1 - 0,3 \frac{342}{355} \right) = 512,55 \text{ }^\circ\text{C} \quad (5.73)$$

$$k_{w,\theta} = 0,378 + \left(\frac{600 - 512,55}{600 - 500} \right) (0,627 - 0,378) = 0,596 \quad (5.74)$$

d) Esforços na soldadura a temperatura elevada

i) Cordões do banzo inferior da viga

$$F_{w,fi}^V = \eta_{fi} \times F_{w,Ed}^V = 0,65 \times 555,56 = 361,11 \text{ N/mm} \quad (5.75)$$

ii) Cordões da alma e do banzo superior da viga

$$F_{w,fi}^M = \eta_{fi} \times F_{w,Ed}^M = 0,65 \times 706,98 = 459,54 \text{ N/mm} \quad (5.76)$$

e) Resistência da soldadura a temperatura elevada

i) Cordões do banzo inferior da viga

$$F_{w,t,Rd}^V = 754,40 \times 0,123 \times \frac{1,25}{1} = 115,99 \text{ N/mm} \quad (5.77)$$

$$F_{w,t,Rd}^V = 115,99 \text{ N/mm} < 361,11 \text{ N/mm} = F_{w,fi}^V$$

Assim, a resistência destes cordões não está verificada para a situação de incêndio.

ii) Cordões da alma da viga

$$F_{w,t,Rd}^{M1} = 754,40 \times 0,346 \times \frac{1,25}{1} = 326,28 \text{ N/mm} \quad (5.78)$$

$$F_{w,t,Rd}^{M1} = 326,28 \text{ N/mm} < 459,54 \text{ N/mm} = F_{w,fi}^M$$

Assim, a resistência destes cordões não está verificada para a situação de incêndio.

iii) Cordões no banzo superior da viga

$$F_{w,t,Rd}^{M2} = 754,40 \times 0,596 \times \frac{1,25}{1} = 562,03 \text{ N/mm} \quad (5.79)$$

$$F_{w,t,Rd}^{M2} = 562,03 \text{ N/mm} > 459,54 \text{ N/mm} = F_{w,fi}^M$$

Assim, a resistência destes cordões está verificada para a situação de incêndio.

Apenas os cordões no banzo superior da viga verificam a resistência em situação de incêndio. Para solucionar este problema, pode aplicar-se proteção adicional contra o fogo, recalcular-se os esforços a temperatura elevada (os quais foram calculados a partir de um método simplificado), ou aumentar-se a espessura dos cordões de soldadura. Pode ainda efetuar-se uma redistribuição dos esforços ao longo das soldaduras, uma vez que se assumiu inicialmente que os cordões do banzo inferior resistiam apenas ao esforço transversal, e que todos os restantes resistiam apenas ao momento fletor. Uma eventual redistribuição de esforços transferirá algum esforço transversal para os cordões da alma da viga; note-se que os cordões do banzo inferior, para além de não contribuírem para a resistência à flexão, são os que apresentam menor resistência a temperatura elevada, por estarem sujeitos a um maior aumento de temperatura.

f) Redimensionamento da soldadura

Procede-se nesta fase a uma redistribuição dos esforços nos cordões. Para tal, assume-se que os cordões do banzo inferior e da metade inferior da alma da viga resistem apenas ao esforço transversal, e que os cordões do banzo superior e da metade superior da alma da viga resistem apenas ao momento fletor, tal como ilustrado na Fig. 5.9.

D) Forças à temperatura ambiente

i) Forças devidas ao esforço transversal

$$F_{w,Ed}^V = \frac{V_{Ed}}{l} = \frac{80000}{144 + 312} = 175,44 \text{ N/mm} \quad (5.80)$$

ii) Forças devidas ao momento fletor

O equilíbrio de forças no centro de rotação da ligação (ver Fig. 5.8) é obtido da seguinte forma:

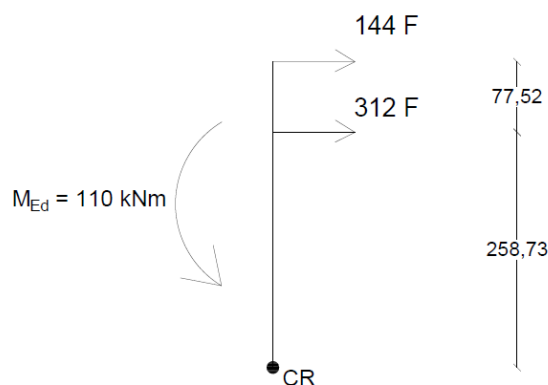


Fig. 5.8 – Forças nos cordões resistentes ao momento fletor – Exemplo de dimensionamento 2.

$$\begin{aligned}
\sum M_{CR} = 0 &\rightarrow (144 \times 336,25 + 312 \times 258,73)F = M_{Ed} \leftrightarrow (5.81) \\
&\leftrightarrow (144 \times 336,25 + 312 \times 258,73)F = 110 \times 10^6 \leftrightarrow \\
&\leftrightarrow F = F_{w,Ed}^M = 851,76 \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

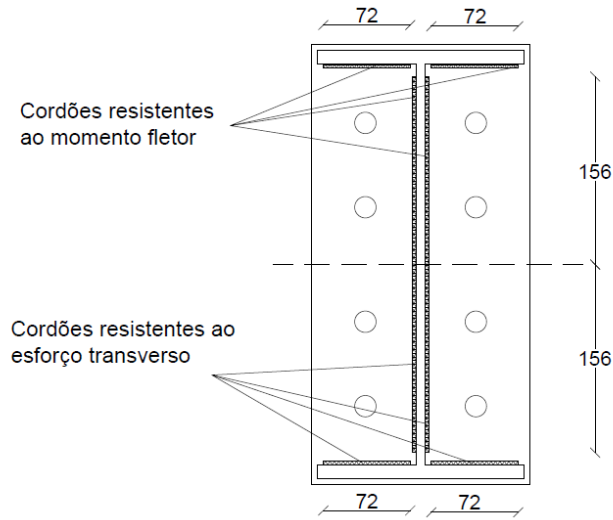


Fig. 5.9 – Distribuição de esforços nos diferentes cordões – Exemplo de dimensionamento 2.

II) Forças a temperatura elevada

i) Forças devidas ao esforço transversal

$$F_{w,fi}^V = \eta_{fi} F_{w,Ed}^V = 0,65 \times 175,44 = 114,04 \text{ N/mm} \quad (5.82)$$

ii) Forças devidas ao momento fletor

$$F_{w,fi}^M = \eta_{fi} F_{w,Ed}^M = 0,65 \times 851,76 = 553,65 \text{ N/mm} \quad (5.83)$$

III) Resistência à temperatura ambiente

$$F_{w,Rd} = 754,40 \text{ N/mm} \quad (\text{da Eq. 5.68})$$

IV) Resistência a temperatura elevada

i) Cordões do banzo inferior da viga (resistentes ao esforço transversal)

$$F_{w,t,Rd}^{V1} = 754,40 \times 0,123 \times \frac{1,25}{1} = 115,99 \text{ N/mm} \quad (5.84)$$

$$F_{w,t,Rd}^{V1} = 115,99 \text{ N/mm} > 114,04 \text{ N/mm} = F_{w,fi}^V$$

Assim, a resistência destes cordões está verificada para a situação de incêndio.

ii) Cordões da metade inferior da alma da viga (resistentes ao esforço transversal)

$$h = 99,5 \text{ mm}$$

$$\theta_h = 0,88 \times 819,20 \left(1 - 0,3 \frac{99,5}{355} \right) = 660,04 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (5.85)$$

$$k_{w,\theta} = 0,130 + \left(\frac{700 - 660,04}{700 - 600} \right) (0,378 - 0,130) = 0,224 \quad (5.86)$$

$$F_{w,t,Rd}^{V2} = 754,40 \times 0,224 \times \frac{1,25}{1} = 211,23 \text{ N/mm} \quad (5.87)$$

$$F_{w,t,Rd}^{V2} = 211,23 \text{ N/mm} > 114,04 \text{ N/mm} = F_{w,fi}^V$$

Assim, a resistência destes cordões está verificada para a situação de incêndio.

iii) Cordões da metade superior da alma da viga (resistentes ao momento fletor)

$$h = 255,5 \text{ mm}$$

$$\theta_h = 0,88 \times 819,20 \left(1 - 0,3 \frac{255,5}{355} \right) = 565,24 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (5.88)$$

$$k_{w,\theta} = 0,378 + \left(\frac{600 - 565,24}{600 - 500} \right) (0,627 - 0,378) = 0,465 \quad (5.89)$$

$$F_{w,t,Rd}^{M1} = 754,40 \times 0,465 \times \frac{1,25}{1} = 438,50 \text{ N/mm} \quad (5.90)$$

$$F_{w,t,Rd}^{M1} = 438,50 \text{ N/mm} < 553,65 \text{ N/mm} = F_{w,fi}^M$$

Assim, a resistência destes cordões continua a não estar verificada para a situação de incêndio.

iv) Cordões do banzo superior da viga (resistentes ao momento fletor)

$$F_{w,t,Rd}^{M2} = 754,40 \times 0,596 \times \frac{1,25}{1} = 562,03 \text{ N/mm} \quad (5.91)$$

$$F_{w,t,Rd}^{M2} = 562,03 \text{ N/mm} > 553,65 \text{ N/mm} = F_{w,fi}^M$$

Assim, a resistência destes cordões está verificada para a situação de incêndio.

Conclui-se pois que a redistribuição de esforços não é suficiente para verificar a resistência da soldadura em situação de incêndio. Adotam-se então cordões com 4mm de espessura.

Em seguida, voltam a analisar-se apenas os cordões da metade superior da alma (pois os restantes, se já verificavam a segurança com uma espessura de 3mm, obviamente também a verificam com uma espessura de 4mm). Para estes cordões, tem-se:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 251,47 \times 4 = 1005,84 \text{ N/mm} \quad (5.92)$$

$$F_{w,t,Rd}^{M1} = 1005,84 \times 0,465 \times \frac{1,25}{1} = 584,64 \text{ N/mm} \quad (5.93)$$

$$F_{w,t,Rd}^{M1} = 584,64 \text{ N/mm} > 553,65 \text{ N/mm} = F_{w,fi}^M$$

Assim, a resistência destes cordões está verificada para a situação de incêndio.

5.2.3 Exemplo 3 - Ligação com Cantoneiras de Alma

Considere-se a ligação viga-pilar ilustrada na Fig. 5.10, composta por duas cantoneiras de alma unidas à alma da viga e ao banzo do pilar através de parafusos M16 da classe 4.6. Nenhum dos elementos tem proteção contra o fogo. O esforço transverso de cálculo V_{Ed} é de 30 kN. Admita-se, para efeitos de cálculo, que a ligação é articulada, pelo que não transmite esforços de flexão ao pilar. Pretende-se determinar se a ligação consegue resistir a um incêndio, segundo a curva padrão ISO 834, com uma duração de 30 minutos.

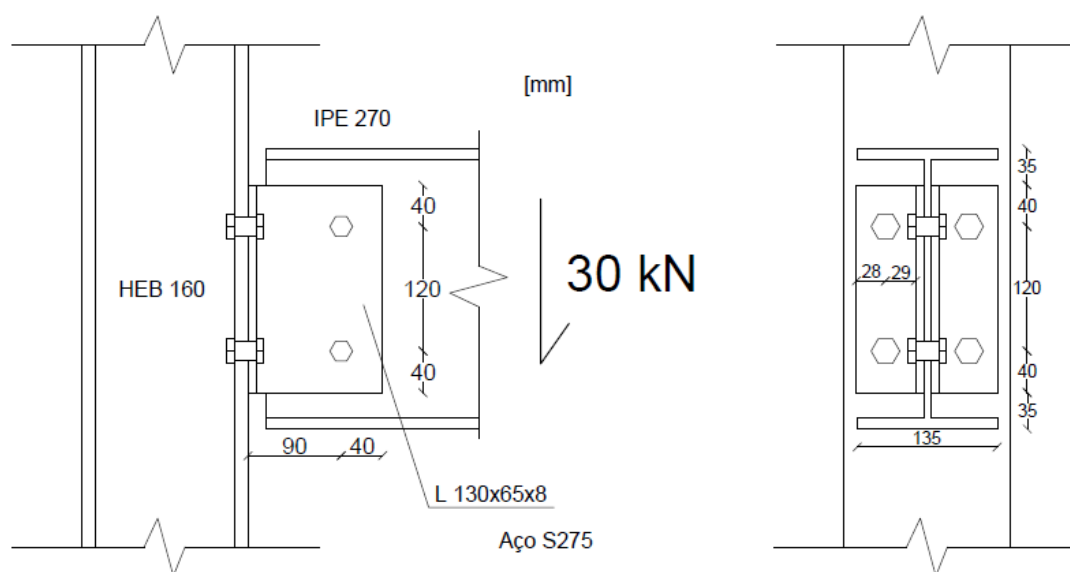


Fig. 5.10 – Geometria da ligação com cantoneiras de alma – Exemplo de dimensionamento 3.

Dados:

Viga IPE 270 – $h = 270\text{mm}$; $b = 135\text{mm}$; $t_w = 6,6\text{mm}$; $t_f = 10,2\text{mm}$

Pilar HEB 160 – $h = 160\text{mm}$; $b = 160\text{mm}$; $t_w = 8\text{mm}$; $t_f = 13\text{mm}$

Cantoneiras L130x65x8 – $h = 130\text{mm}$; $b = 65\text{mm}$; $t = 8\text{mm}$

Parafusos M16 – $d = 16\text{mm}$; $d_0 = 18\text{mm}$; $A = 201\text{mm}^2$; $A_s = 157\text{mm}^2$; $s = 24\text{mm}$

Classe 4.6 – $f_{ub} = 400\text{ N/mm}^2$

Aço S275 – $f_u = 430\text{ N/mm}^2$

1) Resistência ao corte dos parafusos da alma da viga

a) Forças de corte à temperatura ambiente

i) Forças devidas ao esforço transverso

Tendo em conta que existem quatro planos de corte (dois por cada parafuso) na ligação da alma da viga às cantoneiras, a força de corte vertical que atua em cada plano é dada por:

$$F_{v,Ed,y} = \frac{V_{Ed}}{n^{\circ} \text{ de planos de corte}} = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ kN} \quad (5.93)$$

E a força de esmagamento na alma da viga é dada por:

$$F_{b,Ed,y} = \frac{V_{Ed}}{n^{\circ} \text{ de parafusos}} = \frac{30}{2} = 15 \text{ kN} \quad (5.94)$$

ii) Forças devidas ao momento fletor

A excentricidade do alinhamento de parafusos da alma da viga relativamente ao banzo do pilar provoca um momento fletor, dando origem a forças de corte horizontais nos parafusos, tal como ilustrado na Fig. 5.11.

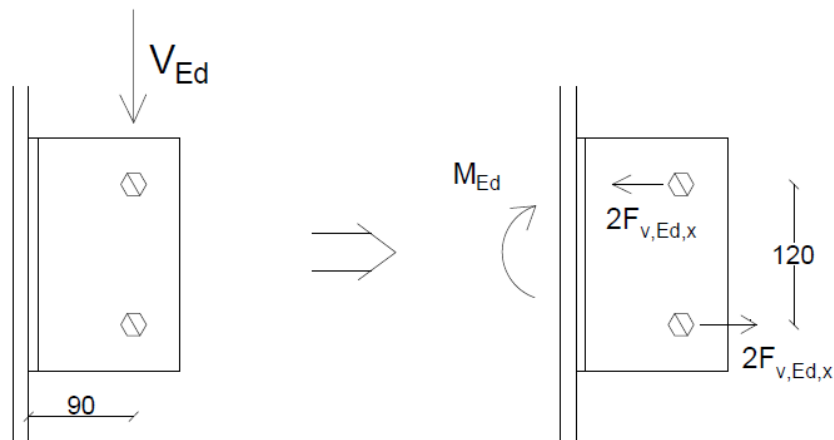


Fig. 5.11 – Diagrama de forças nos parafusos devidas ao momento fletor - Exemplo de dimensionamento 3.

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot d = 30 \times 0,090 = 2,7 \text{ kNm} \quad (5.95)$$

Dado que cada parafuso tem dois planos de corte, vem que:

$$2F_{v,Ed,x} \cdot 0,120 = M_{Ed} \leftrightarrow F_{v,Ed,x} = \frac{2,7}{2 \times 0,120} = 11,25 \text{ kN} \quad (5.96)$$

Para efeitos de esmagamento devido ao contacto dos parafusos com a alma da viga, as forças de corte $F_{v,Ed,x}$ apresentadas na Fig. 5.11 (que são duas por parafuso, uma vez que existem dois planos de corte) são substituídas por uma única força $F_{b,Ed,x}$ por parafuso. Deste modo, tem-se que:

$$F_{b,Ed,x} = 2 \times 11,25 = 22,50 \text{ kN} \quad (5.97)$$

b) Resistência dos parafusos ao corte por plano de corte

De acordo com o Quadro 3.4 do EC3-1-8, admitindo que o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso, a resistência ao corte de um parafuso à temperatura ambiente é dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 400 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 30,144 \text{ kN} \quad (5.98)$$

i) Temperatura dos parafusos da alma da viga

Estando ambos os parafusos sujeitos a esforços semelhantes à temperatura ambiente, pretende-se conhecer a temperatura do parafuso inferior, que está mais exposto ao calor proveniente do incêndio.

Fator de massividade do banzo inferior da viga:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2(0,135 + 0,0102)}{0,135 \times 0,0102} = 210,89 \text{ m}^{-1} \quad (5.99)$$

Segundo a Tabela A.1, para elementos não protegidos, a temperatura do banzo inferior da viga ao fim de 30 minutos de exposição é de:

$$\theta_0 = 828,76 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (5.100)$$

Segundo a Eq. 5.5, a temperatura ao nível dos parafusos para uma viga de altura inferior a 400mm é dada por:

$$\theta_h = 0,88 \theta_0 \left(1 - 0,3 \frac{h}{D}\right) = 0,88 \times 828,76 \left(1 - 0,3 \frac{75}{270}\right) = 668,53 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (5.101)$$

Em que:

h – altura ao nível do parafuso inferior (mais exposto aos efeitos da temperatura) [mm];

D – altura da viga [mm].

ii) Forças de cálculo a temperatura elevada

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{v,Ed,x}^2 + F_{v,Ed,y}^2} = \sqrt{11,25^2 + 7,5^2} = 13,521 \text{ kN} \quad (5.102)$$

$$F_{v,fi} = \eta_{fi} F_{v,Ed} = 0,65 \times 13,521 = 8,789 \text{ kN} \quad (5.103)$$

iii) Resistência a temperaturas elevadas

Segundo a Eq. 5.1, o valor de cálculo da resistência ao fogo de parafusos sujeitos ao corte é dado por:

$$F_{v,t,Rd} = F_{v,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 30,144 \times 0,138 \times \frac{1,25}{1} = 5,200 \text{ kN} \quad (5.104)$$

Sendo $k_{b,\theta}$ obtido a partir da Tabela 5.1, para a temperatura θ_h .

$$F_{v,t,Rd} = 5,200 \text{ kN} < 8,789 \text{ kN} = F_{v,fi}$$

Assim, a resistência dos parafusos ao corte não é verificada para esta situação de incêndio.

iv) Redimensionamento dos parafusos ao corte

Face às condições acima referidas, opta-se pela colocação de parafusos com maior resistência. Adotam-se parafusos M22 de classe 5.6, com as seguintes características:

$$d = 22 \text{ mm} ; d_0 = 24 \text{ mm} ; A = 380 \text{ mm}^2 ; A_s = 303 \text{ mm}^2 ; s = 32 \text{ mm} ; f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 500 \times 10^{-3} \times 303}{1,25} = 58,176 \text{ kN} \quad (5.105)$$

$$F_{v,t,Rd} = F_{v,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 58,176 \times 0,138 \times \frac{1,25}{1} = 10,035 \text{ kN} \quad (5.106)$$

$$F_{v,t,Rd} = 10,035 \text{ kN} > 8,789 \text{ kN} = F_{v,fi}$$

Assim, a resistência dos parafusos ao corte já é verificada para a situação de incêndio.

c) Resistência ao esmagamento

A resistência ao esmagamento é calculada na superfície de contacto entre os parafusos e a alma da viga, por ser esta a zona onde a força por unidade de área é maior.

Na direção horizontal:

$$e_1 = 63,4 \text{ mm} ; e_2 = 55,8 \text{ mm} ; p_1 = \emptyset ; p_2 = 102 \text{ mm}$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{63,4}{3 \times 18}; \frac{400}{430}; 1\right) = 0,930 \quad (5.107)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,5 \quad (5.108)$$

Logo, de acordo com a Eq. 5.24, tem-se que:

$$F_{b,Rd,x} = \frac{2,5 \times 0,930 \times 430 \times 22 \times 6,6}{1,25} \times 10^{-3} = 116,131 \text{ kN} \quad (5.109)$$

Na direção vertical:

$$e_1 = 55,8 \text{ mm} ; e_2 = 63,4 \text{ mm} ; p_1 = 102 \text{ mm} ; p_2 = \emptyset$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{55,8}{3 \times 18}; \frac{400}{430}; 1\right) = 0,930 \quad (5.110)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,5 \quad (5.111)$$

Logo, de acordo com a Eq. 5.24, tem-se que:

$$F_{b,Rd,y} = \frac{2,5 \times 0,930 \times 430 \times 22 \times 6,6}{1,25} \times 10^{-3} = 116,131 \text{ kN} \quad (5.112)$$

i) Esforços de cálculo a temperatura elevada

$$F_{b,fi,x} = \eta_{fi} F_{b,Ed,x} = 0,65 \times 22,5 = 14,625 \text{ kN} \quad (5.113)$$

$$F_{b,fi,y} = \eta_{fi} F_{b,Ed,y} = 0,65 \times 15 = 9,75 \text{ kN} \quad (5.114)$$

ii) Resistência ao esmagamento a temperatura elevada

A resistência ao esmagamento deve ser determinada de forma isolada para cada direção de transmissão de esforços. No entanto, no presente exemplo, a resistência à temperatura ambiente, dada pelas Eqs. 5.109 e 5.112, é igual para ambas as direções consideradas. Assim, de acordo com a Eq. 5.2, tem-se que:

$$F_{b,t,Rd,x} = F_{b,t,Rd,y} = 116,131 \times 0,138 \frac{1,25}{1} = 20,031 \text{ kN} \quad (5.115)$$

$$F_{b,t,Rd,x} = 20,031 \text{ kN} > 14,625 \text{ kN} = F_{b,fi,x}$$

$$F_{b,t,Rd,y} = 20,031 \text{ kN} > 9,75 \text{ kN} = F_{b,fi,y}$$

Assim, verifica-se a segurança ao esmagamento em ambas as direções para a situação de incêndio.

2) Resistência dos parafusos no banzo do pilar

a) Forças de corte à temperatura ambiente

i) Forças devidas ao esforço transversal

Havendo ao todo quatro planos de corte nos parafusos do banzo, a força de corte vertical por plano de corte é igual à dos parafusos da alma da viga. Sendo assim, a força de corte por plano de corte na ligação do banzo do pilar às cantoneiras é dada por:

$$F_{v,Ed,y} = \frac{V_{Ed}}{n^{\circ} \text{ de planos de corte}} = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ kN} \quad (5.116)$$

Para efeitos de esmagamento, tem-se que:

$$F_{b,Ed,y} = \frac{V_{Ed}}{n^{\circ} \text{ de parafusos}} = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ kN} \quad (5.117)$$

Note-se que, para além da força de esmagamento atuante em cada parafuso ser inferior à dos parafusos na alma da viga, tanto o banzo do pilar como as cantoneiras têm uma espessura superior à da alma da viga, o que aumenta a resistência do parafuso ao esmagamento.

Assim, as forças de esmagamento atuantes nestes parafusos são inferiores às forças atuantes nos parafusos colocados na alma da viga, e as forças de corte são iguais. Deste modo, admitindo que estes parafusos são também M22 de classe 5.6, a sua resistência para esta situação de incêndio encontra-se automaticamente garantida.

5.3 Comentários sobre Disposições do Eurocódigo 3

5.3.1 Comportamento dos Elementos a Temperaturas Elevadas

As recomendações indicadas no anexo D do EC3-1-2, que se refere exclusivamente ao dimensionamento de ligações sujeitas à ação do fogo, estabelecem valores de cálculo para a resistência de parafusos e soldaduras. Estes valores são calculados a partir da resistência dos mesmos elementos à temperatura ambiente (calculada segundo as recomendações indicadas no EC3-1-1), considerando, por via de coeficientes de redução, o decréscimo dessa resistência em função do aumento da temperatura. As fórmulas de cálculo da resistência dos elementos da ligação à temperatura ambiente foram desenvolvidas a partir de dados experimentais em elementos isolados (*e.g.* ensaios de tração em parafusos, ensaios de corte em chapas soldadas, etc.), assumindo que o comportamento real dos diversos elementos quando agrupados numa ligação seria semelhante ao seu comportamento isolado. Tal assunção pode considerar-se realista em ligações à temperatura ambiente, onde não ocorrem deformações elevadas nem há alteração significativa das propriedades dos materiais. Todavia, a temperaturas elevadas, os elementos de uma ligação estão sujeitos não só a deformações elevadas e a uma degradação progressiva das suas propriedades resistentes mas também a uma redistribuição de esforços, que afeta o modo como os diversos elementos interagem entre si. A forma como esta redistribuição de esforços ocorre depende de diversos fatores, nomeadamente o tipo de ligação utilizado, as dimensões dos respetivos elementos, as cargas aplicadas, a forma como a temperatura afeta cada elemento e a interação global entre estes. Contudo, o procedimento adotado no EC3 justifica-se porque seria inviável, tanto do ponto de vista prático como económico, que as normas europeias fossem estabelecidas a partir de ensaios que não em elementos isolados.

5.3.2 Determinação da Temperatura nas Ligações

Segundo 4.2.5.1(1) do EC3-1-2, a temperatura em elementos sem proteção pode ser obtida a partir da Eq. 5.8. No entanto, esta fórmula é de aplicação pouco prática para o projetista por dois motivos: primeiro, é necessário calcular o fluxo de calor em situação de incêndio, que depende de diversos parâmetros de difícil determinação; segundo, a fórmula apenas permite o cálculo mediante incrementos de 5 segundos, o que dificulta bastante a sua utilização quando se pretende calcular a temperatura de um elemento ao fim de, por exemplo, 30 minutos ou 1 hora. Deste modo, sugere-se a utilização dos valores tabelados apresentados no anexo A, propostos por Franssen *et al.* [36], que foram utilizados nos exemplos de dimensionamento. Estes valores foram determinados a partir de estudos numéricos baseados na curva de incêndio padrão ISO 834 [35] e permitem a determinação da temperatura num dado elemento em função do seu fator de massividade e do tempo em minutos. São apresentadas também no anexo A tabelas da

evolução da temperatura em elementos protegidos, segundo o mesmo autor [36]. Não obstante, o EC3 permite também um cálculo simplificado da temperatura, que consiste em considerar uma distribuição de temperatura uniforme ao longo da ligação; porém, tal simplificação conduz a valores excessivamente conservativos, como se pode observar na alínea 4) - c) do exemplo de dimensionamento 1.

5.3.3 Combinação de Corte com Tração nos Parafusos

Para esforços à temperatura ambiente, o EC3 recomenda a verificação de segurança de ligações aparafusadas tendo em conta a combinação de corte com tração nos parafusos. No entanto, para temperaturas elevadas, esta recomendação não é indicada na norma europeia. À medida que a temperatura aumenta, também aumenta a rotação da ligação, o que, por sua vez, leva a uma conversão dos esforços de corte em esforços de tração em parafusos sujeitos aos dois tipos de esforços; como acontece, por exemplo, numa ligação aparafusada com chapa de extremidade. Por este motivo, sugere-se a verificação da referida combinação de esforços também a temperaturas elevadas, sob pena de esta poder ser condicionante.

5.3.4 Contribuição da Laje de Betão Armado

O EC3-1-2 tem em consideração, aquando do cálculo da temperatura nos elementos da ligação, o papel da laje de betão na dissipação do calor transmitido pela viga aos elementos adjacentes, que leva a um aumento significativo do tempo de vida útil dos parafusos. Porém, a referida norma não considera o acréscimo de resistência que as armaduras da laje conferem à ligação, que incrementa de forma substancial a sua capacidade resistente. Por este motivo, a par da dissipação de calor, se verifica, tanto em ensaios experimentais como em estudos numéricos, que a capacidade resistente de uma ligação mista é bastante superior à de uma ligação simples em situação de incêndio.

5.3.5 Rigidez Global das Ligações

O EC3 é omissivo no que diz respeito à rigidez das ligações a temperaturas elevadas. É evidente, atendendo às observações experimentais e numéricas apresentadas neste trabalho, que a rigidez das ligações tem um papel crucial no seu desempenho em situação de incêndio. São diversos os fatores que influenciam a rigidez de uma ligação (*e.g.* tamanho e tipo dos parafusos, espessura da chapa de extremidade, se a ligação se situa no banzo ou na alma do pilar, etc.), tornando, portanto, bastante complexa a definição de critérios de dimensionamento generalizados. A rigidez de uma ligação decresce progressivamente com o aumento da temperatura e, por conseguinte, quanto maior for a rigidez inicial, maior é o tempo de vida útil da ligação, caso os

elementos tenham ductilidade adequada; caso contrário, uma rigidez elevada pode ter o efeito oposto, dando origem a fenómenos de rotura frágil. Face ao exposto, o dimensionamento de uma ligação em situação de incêndio, em especial quando se trate de ligações consideradas articuladas ou pouco rígidas (como as ligações com cantoneiras de alma e com chapa de extremidade flexível), não deve dispensar o recurso a métodos numéricos para avaliar o seu desempenho a temperaturas elevadas.

6 . Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

A resposta global de uma estrutura em situação de incêndio depende muito do comportamento das ligações, sendo essencial compreender e quantificar adequadamente o desempenho dos elementos de ligação quando sujeitos a temperaturas elevadas. Um incêndio típico num edifício tem, simplificada, uma fase de aquecimento, na qual os elementos afetados sofrem uma expansão térmica, fenómeno particularmente visível nas vigas; e uma fase de arrefecimento, em que se dá um decréscimo da temperatura e a consequente contração dos elementos previamente expandidos. As deformações dos diversos elementos e as respetivas alterações de esforços verificados em ambas as fases referidas têm um impacto bastante significativo no comportamento das ligações, bem como na resposta global da estrutura. O comportamento das ligações durante a fase de aquecimento foi objeto de diversos estudos ao longo dos últimos anos, o que proporcionou o desenvolvimento de vários métodos de cálculo que permitem avaliar a resposta das ligações a temperaturas elevadas. Estes métodos assentam sobretudo na avaliação de parâmetros como a rigidez e a capacidade de rotação, por forma a estabelecer uma relação que represente a alteração destas duas propriedades em função da variação de temperatura e do carregamento aplicado a uma determinada ligação.

Neste trabalho foram analisados os principais métodos de avaliação do comportamento de ligações em aço em situação de incêndio, designadamente o método das curvas paramétricas, o método dos elementos finitos, o método das componentes e o método das redes neuronais artificiais. O método das curvas paramétricas tem uma aplicação restrita, uma vez que resulta de observações experimentais verificadas em ligações com características específicas. Assim, a generalização deste método de forma a incluir ligações com parâmetros diferentes daqueles das ligações ensaiadas deverá ser feita com especial cuidado, tendo em conta as características de resistência e rigidez da ligação que se pretende analisar.

O método dos elementos finitos (MEF) é o método mais rigoroso para o cálculo de ligações sujeitas ao fogo, sendo a sua utilização apropriada para qualquer tipo de ligação, quer se trate de uma análise global ou em elementos isolados. Contudo, este método tem o inconveniente de se tornar bastante moroso e dispendioso quando se pretende realizar uma análise global não simplificada; isto é, se não forem introduzidos pressupostos no que diz respeito às características de rigidez e capacidade de rotação das ligações. Assim, a conjugação deste método com outros métodos que permitam a definição das características de rotação das ligações torna-se uma solução bastante apelativa em termos práticos.

O método das componentes é um método que permite, de uma forma simplificada, reproduzir o comportamento de ligações metálicas através de um conjunto de molas. Este método é bastante prático, pois permite, partindo das características de resistência dos diversos elementos da ligação, definir o comportamento de uma ligação através de uma relação momento-rotação-temperatura, evitando a necessidade de recorrer a métodos de análise detalhados, como é o caso do MEF. Este método pode também ser utilizado em conjunto com o MEF numa análise global, sendo as características de rigidez introduzidas no modelo de elementos finitos sob a forma de molas rotacionais.

O método das redes neuronais artificiais é um método computacional bastante promissor que recorre ao método da propagação de erros para otimizar os parâmetros de uma ligação (*e.g.* diâmetro e número de parafusos, espessura da placa de extremidade, etc.), tendo como ponto de referência dados obtidos a partir de ensaios experimentais. Este método tem uma aplicação bastante prática; contudo, a sua utilização deverá basear-se num conjunto de dados significativo e representativo das características da ligação que se pretende estudar, de modo a produzir resultados fiáveis. À semelhança do método das componentes, este método também pode ser conjugado com o MEF.

Neste trabalho foram abordadas também as recomendações indicadas nas normas europeias no que diz respeito ao dimensionamento de ligações metálicas sujeitas à ação do fogo. Da análise efetuada, concluiu-se que o EC3 estabeleceu valores de cálculo tendo em conta o comportamento isolado dos diversos elementos da ligação, ignorando a interação entre estes, bem como a interação da ligação com a estrutura adjacente. A rigidez conferida à ligação pela estrutura adjacente pode alterar de forma significativa o comportamento da estrutura, geralmente com efeito conservativo, fenómeno observado em estudos numéricos e experimentais. O EC3 omite também a contribuição da laje de betão armado para a resistência da ligação; tal contribuição tem demonstrado retardar significativamente os efeitos da ação do fogo, bem como tem demonstrado conferir uma resistência adicional que permite limitar de forma substancial a rotação da ligação num cenário de incêndio.

Ainda que haja alguma incerteza em relação ao comportamento isolado das ligações, bem como à sua interação com a restante estrutura, pode afirmar-se, com base tanto em estudos numéricos como em investigações experimentais, que o seu comportamento a temperaturas elevadas é, em geral, relativamente robusto, revelando habitualmente uma resistência em situação de incêndio superior à prevista através da aplicação das normas. Este aspeto, se estudado em maior detalhe, deverá permitir uma redução significativa da utilização de materiais de proteção contra o fogo, resultando numa economia considerável com reflexos óbvios no custo total das construções metálicas.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Apesar dos progressos alcançados pela comunidade científica relativamente ao conhecimento do comportamento de estruturas metálicas em situação de incêndio, ainda há um longo caminho a percorrer, sendo muitas as questões que continuam sem resposta conclusiva. Um dos vários aspetos que necessitam de investigação futura é a forma como os diversos elementos de uma estrutura interagem entre si. Efetivamente, tem-se observado, através de ensaios à escala global e de estudos numéricos, que o acréscimo de rigidez concedido pelos elementos adjacentes a uma ligação melhora o seu desempenho em situação de incêndio. No entanto, este fenómeno precisa de ser melhor quantificado, de forma a que a sua consideração possa ser implementada a nível de projeto.

Outro aspeto que deve ser estudado com maior rigor é o comportamento da estrutura durante a fase de arrefecimento, em que se dá a contração de elementos previamente expandidos devido ao aumento de temperatura. Durante esta fase, por exemplo, as vigas veem os seus esforços de tração ser incrementados; o que, por seu turno, sobrecarrega elementos adjacentes, incluindo as ligações. Este fenómeno reveste-se de especial importância, pois é geralmente durante a fase de arrefecimento que as equipas de salvamento têm acesso ao interior do edifício ou compartimento afetado pelas chamas. A sua compreensão permitirá prevenir roturas inesperadas, que podem colocar em risco estruturas adjacentes e, consequentemente, mais vidas humanas.

A redundância estrutural é um aspeto a ter em consideração em qualquer tipo de ação accidental, e uma situação de incêndio não é exceção. Uma solução que passe pela construção de uma estrutura com um grau de redundância elevado não é apelativa do ponto de vista económico, que é uma das principais preocupações a nível de projeto. Contudo, não se pode ignorar a redistribuição de esforços que ocorre geralmente numa situação de incêndio, passando alguns elementos a resistir a esforços transferidos de elementos menos resistentes, garantindo assim a

integridade estrutural. Não obstante, a comunidade científica carece de investigações neste domínio, havendo falta de indicações, quer nas normas europeias quer na literatura, relativas à implementação de elementos redundantes na segurança contra incêndio.

De forma a avaliar os possíveis benefícios económicos de uma eventual redução na aplicação de proteção contra o fogo, seria importante realizar estudos comparativos entre os custos de construção num projeto em que o dimensionamento é efetuado tendo em conta a ação do fogo mas sem a aplicação de proteção aos elementos ou com aplicação parcial, e os custos de construção num projeto em que é efetuado o dimensionamento apenas para as ações regulamentares e posteriormente é aplicada proteção aos elementos metálicos sem se proceder à avaliação do seu desempenho estrutural em caso de incêndio.

Referências Bibliográficas

- [1] ABAQUS – “*ABAQUS/Standard : Theory Manual & User’s Manual*”. Hibbit, Karlsson and Sorenson, Inc. Versão 6.3, 2002.
- [2] AL-JABRI, K.; BURGESS, I.; PLANK, R. – “*Recent developments in the behaviour of steel and composite connections in fire*”. Disponível em: (<http://www.fire-research.group.shef.ac.uk/>). Setembro de 2014.
- [3] AL-JABRI, K.S. – “*Component-based model of the behaviour of flexible end-plate connections at elevated temperatures*”. Composite Structures, Vol. 66 (2004), p. 215–221.
- [4] AL-JABRI, K.S. - “*The Behaviour of steel and composite beam-to-column connections in fire*”. PhD Thesis, University of Sheffield, 1999.
- [5] AL-JABRI, K.S. ; AL-ALAWI, S.M. - “*An ANN model for predicting the behaviour of semi-rigid composite joints at elevated temperature*”. In CHOI, M., *et al.* – “*Proceedings of the Fifth International Symposium on Steel Structures*”, 12–14 March 2009, Seoul, South Korea, p. 292–298.
- [6] AL-JABRI, K.S. ; AL-ALAWI, S.M. – “*Predicting the behaviour of semi-rigid joints in fire using an artificial neural network*”. Steel Structures. 7 (2007), p. 209–217.
- [7] AL-JABRI, K.S. ; BURGESS, I.W. ; PLANK, R.J. - “*Behaviour of steel and composite beam-to-column connections in fire - volume 1*”. Research Report DCSE/97/F/7, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, UK, 1997.
- [8] AL-JABRI, K.S. ; SEIBI, A. ; KARRECH, A. – “*Modelling of unstiffened flush endplate bolted connections in fire*”. Journal of Constructional Steel Research . Vol. 62, nº1-2 (2006), p.151–159.
- [9] AL-JABRI, K.S., *et al.* - “*An artificial neural network model for semi- rigid joints behaviour in fire*”. Advanced Steel Construction. Vol. 5, nº4 (2007), p. 452–464.
- [10] AL-JABRI, K.S., *et al.* – “*Moment–rotation–temperature curves for semi-rigid joints*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 61, nº 3(2005), p. 281-303.
- [11] AL-JABRI, K.S.; BURGESS, I.W.; PLANK, R.J. - “*Spring-stiffness model for flexible end-plate bare-steel joints in fire*”. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61 (2005), p.1672–1691.

- [12] ALLAM, A.M. ; BURGESS, I.W. ; PLANK, R.J. – “*Performance-based simplified model for a steel beam at large deflection in fire*”. Proceedings of the 4th International Conference on Performance-Based Codes and Fire Safety Design Methods, Melbourne, Australia, 2002.
- [13] ANDERSON, D. ; NAJAFI, A. A. - "*Performance of Composite Connections: Major Axis End-Plate Joints*", Journal of Constructional Steel Research. Vol. 31, nº 1 (1994), p. 31-57.
- [14] ANPC - “*Compilação legislativa : Segurança contra incêndio em edifícios*”. 1ª edição . Carnaxide : Autoridade Nacional de Proteção Civil, 2009.
- [15] AP VERMICULITE – “Fireproofing Vermiculite Spray”. Disponível em: (<http://www.vermiculite.com.my/portfolio/fireproofing-spray/>), Agosto de 2014.
- [16] APT - "*Semi-Rigidity in Connections of Structural Steelworks: Theory, Analysis and Design*", Advanced Professional Training, Italy, 1999.
- [17] ARIBERT, J. M. ; LACHAL, A. - "*Experimental Investigation of Composite Connections in Global Interpretation*" Proceedings of COST C1 Conference on Semi-rigid Joints. Strasbourg, France, 1992, p. 158-169.
- [18] ASTM E119-12A – “*ASTM E119 : Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*”. American Society of Testing and Materials. USA, 2012.
- [19] BISBY, L.; GALES, J.; MALUK, C. – “*A contemporary review of large-scale non-standard structural fire testing*”. Fire Science Reviews. 2013. Disponível em: (<http://www.firesciencereviews.com/content/2/1/1>), Agosto de 2014.
- [20] BLOCK, F., *et al.* – “*A component approach to modelling steelwork connections in fire: behaviour of column webs in compression*”. American Society of Civil Engineers, Structures Congress, 2004.
- [21] BLOCK, F.M., *et al.* – “*The development of a component-based connection element for end-plate connections in fire*”. Fire Safety Journal. Vol.42, nº6-7(2007), p.498-506.
- [22] BOREMAN, J. ; KIRBY, P. A., and DAVISON, J. B., "*Cardington Steel Frame Building: Tests on Nine Additional Isolated Bare Steel Connections*". Preliminary Report to BRE, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, 1995.
- [23] BRITISH-GYPSUM – “*GypLyner framed structural steel encasement system*”. Disponível em: (<http://www.british-gypsum.com/white-book-system-selector/systems-overview/gyplyner-encase>), Setembro de 2014.

- [24] BURGESS, I. W. ; EL-RIMAWI, J. ; PLANK, R. J. - “*Studies of the Behaviour of Steel Beams in Fire*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 19, nº4 (1991), p. 285-312.
- [25] BURGESS, I., *et al.* - “*The Role of Connections in the Response of Steel Frames to Fire*”. Structural Engineering International, Vol. 22, nº4(2012), p. 449-461.
- [26] CAETANO, M. - “*Propriedades mecânicas*”. Disponível em: (http://www.ctb.com.pt/?page_id=1471), Agosto de 2014.
- [27] CHEN, W.G. ; LUI, E.M. - “*Column with end restraint and bending in load and resistance factor design*”. American Institute of Steel Construction Journal. 1985, p. 32-105.
- [28] CHEUNG, V. ; CANNONS, K. - “*An Introduction to Neural Networks*”. Signal and Data Compression Laboratory, University of Manitoba, Canada. Disponível em: (<http://www.academia.edu/>), Agosto de 2014.
- [29] DAVISON, J. B. - “*Strength of Beam-Columns in Flexibly Connected Steel Frames*”, PhD Thesis, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, 1987.
- [30] DAVISON, J.B. ; KIRBY, P.A. ; NETHERCOT, D. A. - “*Effect of lack of fit on connection restraint*”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, 1987, p.55-69.
- [31] EL-HOUSSEINY, O.M., *et al.* - “*Behaviour of extended end plate connections at high temperature*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 46, nº 1(1998), p. 299.
- [32] EL-RIMAWI, J.A. - “*The behaviour of flexural members under fire conditions*”. Ph.D. Thesis, University of Sheffield. 1989.
- [33] EXPONENT - “*Piper Alpha Disaster*”. Engineering and Scientific Consulting. Disponível em: (http://www.exponent.com/piper_alpha_disaster/), Setembro de 2014.
- [34] FCGE - “*Lecture 10.1: Composite Construction – General*”. Faculty of Civil and Geodetic Engineering. Disponível em: (<http://www.fgg.unilj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg10/10100.htm>), Agosto de 2014.
- [35] FRANSSEN, J-M. - “*Numerical determination of 3D temperature fields in steel joints*”. Fire & Materials. Vol. 28, nº2-4 (2004), p. 63-82.
- [36] FRANSSEN, J-M., VILA REAL, P. - “*Fire Design of Steel Structures : Eurocode 1- Actions on structures / Eurocode 3- Design of steel structures*”. 2012.
- [37] FRY, M.J. ; MORRIS, G.A. - “*Analysis of flexibly connected frames*”. Canadian Journal of Civil Engineering. Ottawa, ON, Canada : NRC Research Press, 1975, Vol. 2, p.280–91.

- [38] HASAN, R. ; KISHI, N. ; CHEN, W. - "A New Non-linear Connection Classification System ". Journal of Constructional Steel Research, Vol. 47, nº1-2 (1998), p. 119-140.
- [39] HOLMES, M., *et al.* – “*The Effects of Elevated Temperatures on the Strength Properties of Reinforcing and Pre-stressing Steels*”. The Structural Engineer. Vol. 60B, nº 1(1992).
- [40] HUFTON & CROW – Disponível em: (<http://sickline.files.wordpress.com/2014/09/the-gherkin.jpg?w=788&h=692>), Setembro de 2014.
- [41] IADE – “*50 estudantes com propostas criativas*”. Disponível em: (<http://www.maissuperior.com/2014/05/07/50-estudantes-com-propostas-criativas/>), Maio de 2014.
- [42] IST – “*Pilares mistos*”. Disponível em: (<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779571700474/Acetatos-9.pdf>), Dezembro de 2014.
- [43] JONES, S.W. ; KIRBY, P.A. ; NETHERCOT, D.A. – “*The analysis of frames with semi-rigid connections : a state-of-the-art report*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 3, nº2 (1983), p. 2-13.
- [44] KISHI, N. ; CHEN, W.F. – “*Database of steel beam-to-column connection*”. Structural Engineering Report no. CESTR-86-26, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA. 1986.
- [45] KRIESEL, D. – “*A Brief introduction to neural networks*” [Em linha]. Disponível em: (<http://www.dkriesel.com/en/>), Julho de 2014.
- [46] KRUPPA, J. - “*Résistance en feu des assemblages par boulous*” , Centre Technique Industriel de la Construction Metallique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France, 1976.
- [47] KUHLMANN, U. - "Verification Procedure for Rotation Capacity of Joints", Document COST CIIWD2/97-24, Innsbruck, 1997.
- [48] LAMALVA, K. – “*Failure analysis of the World Trade Center 5 building*”. MSc Thesis, Worcester Polytechnic Institute, 2007.
- [49] LAWSON, R.M. – “*Behaviour of Steel Beam-to-Column Connections in Fire*”. The Structural Engineer. London, UK. Vol. 68, nº 14 (1990), p. 263-271.
- [50] LENNON, T. ; JONES, L. C. - “*Elevated-temperature Moment-Rotation Tests*”. Building Research Establishment Internal Note N135/94, 1994.
- [51] LENNON, T. – “*Cardington fire tests : Survey of damage to eight storey building*”. Building Research Establishment, Garston, UK, 1997.

- [52] LESTON-JONES, L. C. – “*The influence of semi-rigid connections on the performance of steel framed structures in fire*”. PhD Thesis. University of Sheffield, 1997.
- [53] LESTON-JONES, L.C. , *et al.* - “*Elevated temperature moment-rotation tests on steelwork connections*”. Proceedings of Institution of Civil Engineers - Structures & Buildings. London, UK, Vol. 122, n° 4 (1997), p. 410-419.
- [54] LIONBERGER, S.R. ; WEEVER, W. - “*Dynamic response of frames with non-rigid connections*”, Journal of the Engineering Mechanics Division. New York, NY, USA. Vol. 95, n°1 (1969), p.95-114.
- [55] LIU, T.; FAHAD, M.; DAVIES, J.M. – “*Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire*”. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 58(2002), p.1211–1230.
- [56] LIU, T.C.H. – “*Effect of connection flexibility on fire resistance of steel beams*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 45, n° 1(1998), p. 99-118.
- [57] LIU, T.C.H. – “*Finite element modelling of behaviour of steel beams and connections in fire*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 36, n° 3(1996), p. 181-199.
- [58] LIU, T.C.H. – “*Fire resistance of unprotected steel beams with moment connections*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 51, n° 1(1999), p. 61-77.
- [59] LIU, T.C.H. ; CHIANG, K.M. – “*Influence of connection flexibility on fire resistance of structural steel frames*”. Proceedings of International Conference on Advances in Steel Structures, 1996. Vol. 1, p. 405-410.
- [60] LUDLUM, S. – Pulitzer Prize, Spot News Photograph, New York Times. Disponível em: (<http://www.pulitzer.org/archives/5308>), 2002.
- [61] LUI, E.M. ; CHEN, W.G. – “*Analysis and behaviour of flexibly jointed frames*”. Engineering Structures. Vol. 8, n°2 (1986), p. 18-107.
- [62] MONCARZ, P.D. ; GERSTLE, K.H. – “*Steel frames with non-linear connections*”. In Journal of the Structural Division. New York, NY, USA. Vol. 107, n° 8 (1981), p.1427–1441.
- [63] MOORE, D.B. ; LENNON, T. – “*Fire engineering design of steel structures*” . Progress in Structural Engineering Materials. Vol. 1, n° 1(1997), p. 4-9.
- [64] MOTTRAM, J. T. ; JOHNSON, R. P. – “*Push Tests on Studs Welded Through Profiled Steel Sheeting*” The Structural Engineer. Vol. 68, n° 10 (1990).
- [65] NETHERCOT, D.A. ; LI, T.Q. ; AHMED, B. - “*Unified Classification System for Beam-to-Column Connections* ”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 45, N° 1(1998), p. 39-65.

- [66] NP EN 1991-1-2 : 2010 – “Eurocódigo 1 - Ações em estruturas : Parte 1-2 - Ações gerais - Ações em estruturas expostas ao fogo”. Caparica : IPQ, Março de 2010.
- [67] NP EN 1993-1-1. 2010 – “ Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios” . Caparica : IPQ, Março de 2010.
- [68] NP EN 1993-1-2 : 2010 – “Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço : Parte 1-2 - Regras Gerais – Verificação da resistência ao fogo”. Caparica : IPQ, Março de 2010.
- [69] NP EN 1993-1-8 : 2010 – “Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço : Parte 1-8 – Projeto de Ligações”. Caparica : IPQ, Março de 2010.
- [70] OLIVEIRA, E. – “Redes Neurais Artificiais”. Apontamentos da Disciplina de Inteligência Artificial, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2007.
- [71] POGGI, C. ; ZANDONINI, R. - “Behaviour and strength of steel frames with semi-rigid connections”. In CHEN, W.F. – “Connection flexibility and steel frames” : Conference Proceedings of American Society of Civil Engineers, Detroit, MI, USA, 1985. New York, NY, USA : American Society of Civil Engineers, 1985. p. 57–76.
- [72] RAHMAN, R. ; HAWILEH, R. ; MAHAMID, M. - “The effect of fire loading on a steel frame and connection”. In BREBBIA, C.A., de WILDE, W.P. – “High-performance structures and materials II”. WIT Press, 2004, p. 307–316.
- [73] RAMBERG, W. ; OSGOOD, W.R. - “Description of stress–strain curves by 3 parameters”. Technical Report 902, National Advisory Committee for Aeronautics. 1943.
- [74] RESENDE, V. – “Análise e dimensionamento de estruturas metálicas segundo o eurocódigo 3 – vantagens no uso de ligações semi-rígidas”. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [75] RIBEIRO, J. C. L. – “Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, Belo Horizonte, Brasil, 2004.
- [76] RICHARD, R. M., *et al.* - “The Analysis and Design of Single Plate Framing Connections”. Engineering Journal. AISC : Vol. 17, nº 2 (1980).
- [77] RICHARD, R.M. ; ABBOTT, B.J. – “Versatile elastic–plastic stress–strain formula”. Journal of the Engineering Mechanics Division. New York, NY, USA. Vol. 101, nº4 (1975), p.511–515.

- [78] ROMSTAD, K.M. ; SUBRAMANIAN, C.V. - “*Analysis of frames with partial connection rigidity*”. Journal of the Structural Division. New York, NY, USA. Vol. 96, nº 11 (1970), p. 2283-2300.
- [79] SANTIAGO, A.; SIMÕES DA SILVA, L.; VILA REAL, P. - “*Investigação experimental em comportamento de ligações metálicas e mistas sujeitas à acção do fogo: revisão do estado da arte*”. Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering.
- [80] SARRAJ , M., *et al.* - “*Finite Element Modelling of Fin Plate Steel Connections in Fire*”. Fire Safety Journal. Vol. 42, nº6-7 (2007), p.408-415.
- [81] SHU – “*Intumescent coatings*”. Sheffield Hallam University – Materials and Engineering Research Institute. Disponível em:
(<http://www.shu.ac.uk/research/meri/research/intumescent-coatings>), Setembro de 2014.
- [82] SHYAM-SUNDER, S. – “*Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center : Final Report on the Collapse of World Trade Center Towers (NIST NISCAR I)*” . National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, 2005
- [83] SIMMS, W.I. - “*The Cardington fire tests*”. Steel Construction Institute / Institution of Structural Engineers : London, 1998.
- [84] SIMÕES da SILVA, L. ; SANTIAGO, A. ; VILA REAL, P. - “*Component model for the behaviour of steel joints at elevated temperatures* “. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 57, nº 11 (2001), p. 1169–1195.
- [85] SOMMER, W.H. – “*Behaviour of welded header plate connection*”. MSc Thesis, University of Toronto, Canada, 1969.
- [86] SPYROU, S. ; DAVISON, J.B. – “*Displacement measurement in studies of steel T-stub connections*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 57, nº 6 (2001), p. 649–661.
- [87] SPYROU, S., *et al.* – “*Component-based studies on the behaviour of steel joints at elevated temperatures*”. Proceedings of the third European conference on steel structures, Eurosteel, Coimbra, Portugal. CMM Press, 2002, p. 1469–1478.
- [88] SPYROU, S., *et al.* – “*Experimental and analytical investigation of the compression zone component within a steel joint at elevated temperatures*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 60, nº 6 (2004), p. 841–865.
- [89] SPYROU, S., *et al.* – “*Experimental and analytical investigation of the tension zone component within a steel joint at elevated temperatures*”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 60, nº 6 (2004), p. 867–896.

- [90] SPYROU, S., *et al.* – “*Experimental and analytical studies of steel joint components at elevated temperatures*”. Second International Workshop «Structures in Fire», Christchurch, 2002.
- [91] STEEL CONSTRUCTION – “*The case for steel*”. Disponível em: (http://www.steelconstruction.info/The_case_for_steel), Dezembro de 2014.
- [92] TAYLOR, A. – “*Other collapses in perspective: an examination of steel structures collapsing due to fire and their relation to the WTC*”. Texto Contributivo. 2013. Disponível em: (<http://www.scientificmethod911.org/>), Agosto de 2014.
- [93] THE CONSTRUCTOR : Civil Engineering Home – “*Steel concrete composite beams*”. Disponível em: (<http://theconstructor.org/structural-engg/steel-concrete-composite-beams/6912/>), Julho de 2014.
- [94] TSCHEMMERNEGG, F., *et al.* - “*Zur Nachgiebigkeit von Rahmenknoten – Teil I*”. Stahlbau. Vol. 56, nº 10 (1987), p. 299-306.
- [95] VILA REAL, P. – “*NP EN 1991-1-2 Eurocódigo 1: Parte 1-2 Acções em estruturas expostas ao fogo*”. Seminário Eurocódigos Estruturais – LNEC, 17 a 19 de Maio de 2010.
- [96] WALD, F., *et al.* – “*Experimental behaviour of a steel structure under natural fire*”. Fire Safety Journal. Vol. 41, nº7 (2006), p. 509–22.

Anexo A

Tabela A.1 – Tabela da temperatura em função do tempo de exposição a um incêndio ISO 834 para diversos valores de $k_{sh} \frac{A_m}{V}$ em elementos sem proteção. [36]

Tempo [min.]	10 m ⁻¹	15 m ⁻¹	20 m ⁻¹	25 m ⁻¹	30 m ⁻¹	40 m ⁻¹	60 m ⁻¹	100 m ⁻¹	200 m ⁻¹	300 m ⁻¹	400 m ⁻¹
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
1	21	22	23	24	24	26	29	34	48	61	73
2	25	27	29	31	33	38	46	62	100	133	162
3	29	33	37	41	45	53	68	97	161	214	259
4	33	40	46	52	59	71	94	136	226	296	351
5	39	48	57	65	74	90	122	178	291	373	430
6	45	57	68	79	90	111	151	221	354	441	494
7	51	66	80	94	108	133	181	265	413	498	545
8	58	76	93	110	126	156	213	308	466	545	584
9	65	86	106	126	144	180	245	351	512	583	615
10	73	97	120	142	164	204	277	392	552	614	640
11	80	108	134	159	183	229	309	432	587	640	660
12	88	119	149	177	204	253	340	469	616	662	678
13	97	131	164	195	224	278	372	503	641	680	693
14	105	143	179	213	244	303	402	535	663	695	705
15	114	155	194	231	265	328	432	565	682	708	716
16	122	167	210	249	286	353	460	591	697	718	725
17	131	180	225	268	307	377	487	615	710	727	732
18	140	193	241	286	328	401	513	638	721	733	736
19	150	206	257	305	348	425	538	658	729	737	743
20	159	218	273	323	369	448	561	676	734	743	754
21	168	232	289	342	389	470	583	692	738	754	767
22	178	245	305	360	409	491	604	706	744	767	780
23	188	258	321	378	429	512	623	717	754	780	790
24	197	271	337	396	448	532	641	726	767	791	799
25	207	284	353	414	467	552	658	732	780	801	807
26	217	298	369	432	485	570	674	735	792	809	813
27	227	311	385	449	503	588	688	739	803	816	820
28	237	324	401	466	521	604	701	746	813	823	826
29	247	338	416	482	538	621	712	756	821	829	831

30	257	351	431	498	554	636	721	767	828	835	837
31	267	364	446	514	570	651	728	780	835	840	842
32	277	377	461	530	585	665	733	793	841	845	847
33	288	391	476	545	600	678	736	805	846	850	852
34	298	404	490	559	614	690	740	816	851	855	856
35	308	416	504	574	628	701	745	827	856	860	861
36	318	429	518	587	641	711	753	836	861	864	865
37	329	442	532	601	654	719	763	844	866	868	870
38	339	454	545	614	666	726	774	852	870	873	874
39	349	467	558	626	677	731	786	859	874	877	878
40	359	479	570	638	688	734	798	865	878	881	882
41	369	491	582	650	698	737	810	871	882	884	885
42	379	503	594	661	707	740	822	876	886	888	889
43	389	514	606	672	716	746	832	881	890	892	893
44	399	526	617	683	722	752	842	885	893	895	896
45	409	537	628	692	728	761	852	889	897	899	900
46	419	548	639	701	732	771	860	894	900	902	903
47	429	559	650	709	735	781	868	897	904	906	906
48	439	570	660	717	737	792	875	901	907	909	910
49	449	580	670	723	740	803	882	905	910	912	913
50	458	590	679	728	744	814	888	908	914	915	916
51	468	600	688	732	750	825	894	911	917	918	919
52	477	610	697	734	757	835	899	915	920	921	922
53	487	620	704	736	765	845	904	918	923	924	925
54	496	629	711	739	774	854	908	921	926	927	928
55	505	638	718	743	784	863	913	924	928	930	930
56	514	648	723	747	794	872	917	927	931	932	933
57	523	656	728	753	804	880	920	930	934	935	936
58	532	665	731	760	814	887	924	933	937	938	938
59	541	673	734	768	825	894	927	935	939	940	941
60	549	681	736	777	834	901	931	938	942	943	944
61	558	689	738	786	844	907	934	941	944	946	946
62	566	696	741	796	853	912	937	943	947	948	949
63	574	703	744	805	862	917	940	946	949	950	951
64	583	709	749	815	871	922	942	948	952	953	953
65	591	715	755	824	879	927	945	951	954	955	956
66	598	720	761	834	887	931	948	953	957	958	958

67	606	725	769	843	894	935	950	956	959	960	960
68	614	728	776	852	901	939	953	958	961	962	963
69	622	731	785	861	907	943	955	960	963	964	965
70	629	734	793	869	914	946	958	963	966	967	967
71	636	735	802	877	919	949	960	965	968	969	969
72	644	737	811	885	925	953	963	967	970	971	971
73	651	739	820	893	930	956	965	969	972	973	973
74	658	742	829	900	935	958	967	971	974	975	975
75	665	745	837	906	939	961	969	973	976	977	977
76	671	750	846	913	944	964	972	975	978	979	979
77	678	755	855	919	948	966	974	978	980	981	981
78	684	760	863	925	952	969	976	980	982	983	983
79	690	767	871	930	955	971	978	982	984	985	985
80	696	773	879	935	959	974	980	984	986	987	987
81	702	780	886	940	962	976	982	985	988	989	989
82	707	788	893	945	966	978	984	987	990	991	991
83	712	795	900	949	969	980	986	989	992	992	993
84	716	803	907	954	972	983	988	991	993	994	995
85	720	811	914	958	974	985	990	993	995	996	996
86	724	819	920	961	977	987	992	995	997	998	998
87	727	827	926	965	980	989	993	997	999	1000	1000
88	730	835	931	969	982	991	995	998	1001	1001	1002
89	732	843	937	972	985	993	997	1000	1002	1003	1003
90	734	851	942	975	987	995	999	1002	1004	1005	1005

Tabela A.2 - Tabela da temperatura em função do tempo de exposição a um incêndio ISO 834
para diversos valores de $\frac{A_p \lambda_p}{V d_p}$ em elementos com proteção. [36]

Tempo [min.]	100 W/m ³ K	200 W/m ³ K	300 W/m ³ K	400 W/m ³ K	600 W/m ³ K	800 W/m ³ K	1000 W/m ³ K	1500 W/m ³ K	2000 W/m ³ K
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20
5	24	27	31	35	41	48	55	71	86
10	29	38	46	54	70	85	100	133	164
15	35	49	62	75	100	123	145	194	237
20	41	61	79	97	130	160	189	251	305
25	47	72	96	118	159	197	231	305	366
30	54	84	113	140	188	232	271	354	421
35	60	97	130	161	216	266	309	400	470
40	67	109	147	181	244	298	346	442	514
45	74	121	163	202	270	329	380	481	554
50	80	133	179	222	296	359	413	516	589
55	87	145	196	241	321	387	443	549	621
60	94	156	211	261	345	414	472	578	650
65	100	168	227	279	368	440	499	606	676
70	107	180	242	298	391	465	525	631	699
75	114	191	258	316	412	488	549	655	717
80	120	202	273	333	433	510	571	676	729
85	127	214	287	350	453	531	592	695	735
90	134	225	302	367	472	552	612	712	742
95	140	236	316	383	491	571	631	724	755
100	147	247	330	399	509	589	649	732	773
105	153	258	343	415	526	606	666	736	793
110	160	268	357	430	542	623	682	742	815
115	166	279	370	445	558	638	696	753	838
120	173	289	383	459	573	654	709	767	859
120	173	289	383	459	573	654	709	767	859
125	179	299	395	473	588	668	719	783	880
130	186	310	408	486	602	681	727	801	899
135	192	320	420	500	616	694	733	820	918
140	198	330	432	512	629	705	736	839	935
145	205	339	444	525	642	715	740	858	950
150	211	349	455	537	654	723	746	876	964

155	217	359	466	549	665	729	755	893	978
160	223	368	477	560	677	733	766	910	990
165	230	377	488	572	687	736	778	925	1002
170	236	387	498	582	697	739	792	940	1013
175	242	396	509	593	706	744	807	954	1023
180	248	404	519	603	714	751	821	967	1032
185	254	413	528	613	721	759	836	979	1041
190	260	422	538	623	727	769	851	991	1049
195	266	431	548	633	731	780	866	1001	1057
200	272	439	557	642	734	792	880	1012	1064
205	277	447	566	651	736	804	894	1021	1071
210	283	455	575	660	738	817	907	1031	1078
215	289	464	583	668	742	830	920	1039	1084
220	295	472	592	677	747	843	933	1048	1090
225	301	479	600	685	753	856	945	1056	1096
230	306	487	608	692	760	869	956	1063	1101
235	312	495	616	699	768	881	967	1070	1107
240	318	502	624	706	777	893	978	1077	1111

Tabela A.3 – Propriedades de materiais de proteção contra incêndio. [36]

	Material	Peso volúmico, ρ [kg/m ³]	Humidade, h [%]	Condutividade térmica, λ_p [W/mK]	Calor específico, c_p [J/kgK]
<i>Sprays</i>	fibra mineral	300	1	0,12	1200
	vermiculite	350	15	0,12	1200
	perlite	350	15	0,12	1200
<i>Sprays</i> de densidade elevada	vermiculite (ou perlite) e cimento	550	15	0,12	1100
	vermiculite (ou perlite) e gesso	650	15	0,12	1100
Placas	vermiculite (ou perlite) e cimento	800	15	0,20	1200
	fibra de vidro	600	3	0,15	1200
	fibra de cimento	800	5	0,15	1200
	gesso	800	20	0,20	1700
Placas de fibras comprimidas	lã de vidro, lã mineral, lã de rocha	150	2	0,20	1200
Betão	betão	2300	4	1,60	1000
	betão leve	1600	5	0,80	840
	blocos de betão leve	2200	8	1,00	1200
Tijolo	tijolo furado	1000	-	0,40	1200
	tijolo maciço	2000	-	1,20	1200

